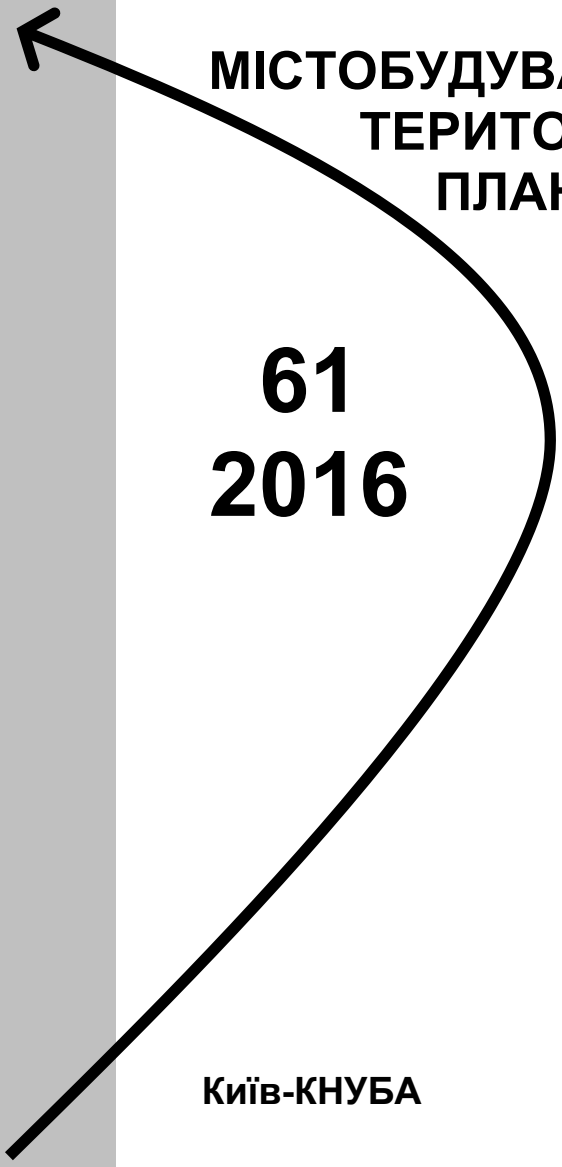
ISSN 2076-815X

МІСТОБУДУВАННЯ ТА ТЕРИТОРІАЛЬНЕ ПЛАНУВАННЯ



61
2016

Київ-КНУБА

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

МІСТОБУДІВАННЯ ТА ТЕРИТОРІАЛЬНЕ ПЛАНУВАННЯ

Науково-технічний збірник

Заснований у 1988 році

ВИПУСК №61
(спеціальний)

Цей випуск присвячений пам'яті професора Барашикова А.Я.
Збірник підготовлено за матеріалами доповідей і повідомлень зроблених на Міжнародній науково-практичній конференції
«**БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ СПЕЦІАЛЬНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ: СУЧАСНІ МАТЕРІАЛИ ТА КОНСТРУКЦІЇ»**"
(2-3 червня 2016 року).

Організатори конференції:

Міністерство освіти і науки України,
Міністерство оборони України,
Академія будівництва України.

ПАРТНЕРИ КОНФЕРЕНЦІЇ

PAN
POLSKA AKADEMIA NAUK

Оргкомітет висловлює щиру подяку
представництву Польської академії наук
в м. Києві та особисто
професору Генріку Собчуку

Тези доповідей і повідомлень конференції опубліковані в окремих виданнях.

Київ КНУБА 2016

УДК 711.11; 711.112

Містобудування та територіальне планування: Наук.-техн. збірник / Відпов. ред. М.М. Осєтрін. – К., КНУБА, 2016. – Вип. 61 (спеціальний) – 475 с.
Українською та російською мовами.

В збірнику висвітлюються інженерні та економічні проблеми теорії і практики містобудування, територіального планування, управління містобудівельними системами і програмами, комплексної оцінки, освоєння, розвитку, утримання та реконструкції територій і житлової забудови, розглядаються нагальні питання містобудівного кадастру, розвитку населених пунктів, їх інженерної та транспортної інфраструктури.

Градостроительство и территориальное планирование: Науч.-техн. сборник / Ответ. ред. Н.Н. Осетрин. – К., КНУБА, 2016. – Вып. 61. – 475 с.
На украинском и русском языках.

В сборнике освещаются инженерные и экономические проблемы теории и практики градостроительства, территориального планирования, управления градостроительными системами и программами, комплексной оценки, освоения, развития, содержания и реконструкции территории и жилой застройки, рассматриваются насущные вопросы градостроительного кадастра, развития населенных пунктов, их инженерной и транспортной инфраструктуры.

Відповідальний редактор - кандидат технічних наук, професор М.М. Осєтрін.

Редакційна колегія: доктор технічних наук, професор Габрель М.М.; член-кореспондент АМ України, доктор архітектури, професор Дьомін М.М.; доктор технічних наук, професор Карпінський Ю.О.; доктор технічних наук, професор Клюшниченко Є.Є.; доктор архітектури, професор Лаврик Т.І.; доктор технічних наук, професор Лященко А.А.; кандидат технічних наук, доцент Мамедов А.М. (заст. відп. редактора); доктор географічних наук, професор Нудельман В.І.; доктор архітектури, професор Панченко Т.Ф.; доктор технічних наук, професор Плоский В.О.; кандидат технічних наук, професор Рейцен Є.О.; доктор технічних наук, професор Самойлович В.В.; доктор технічних наук, професор Сергейчук О.В.; доктор архітектури, професор Слєпцов О.С.; доктор архітектури, професор Тімохін В.О.; доктор технічних наук, професор Усаковський С.Б.; доктор архітектури, професор Фільваров Г.И.; доцент Чередніченко П.П. (відп. секретар); дійсний член АМ України, доктор технічних наук, професор Яковлєв М.І.

Рекомендовано до видання вченою радою Київського національного університету будівництва і архітектури, протокол №44 від 27 травня 2016 року.

На замовних засадах

© Київський національний університет будівництва і архітектури, 2016

БАРАШИКОВ АРНОЛЬД ЯКОВИЧ

1936-2015

Вища школа, будівельна наука, уся будівельна галузь України понесла важку втрату. 16 листопада 2015 р. на 80-му році життя пішов від нас один з найбільш яскравих, видатних вчених – доктор технічних наук, почесний професор КНУБА, Лауреат державної премії України в галузі науки і техніки Барашиков Арнольд Якович

Арнольд Якович Барашиков народився 17 серпня 1936 р. в м. Кривий Ріг у родині військового інженера.

Після закінчення у 1959 році Київського інженерно-будівельного інституту, розпочав свою трудову діяльність. З 1959 р. по 1962 р. працював у будівельних і проектних організаціях.

У 1962 році вступає до аспірантури Київського інженерно будівельного інституту, яку успішно закінчив у 1965 році та захистив кандидатську дисертацію.

Майже вся трудова діяльність Арнольда Яковича пройшла у КІБІ (КНУБА). З 1965 року працював асистентом, доцентом. З 1974 р. по 1980 р. був деканом факультету Міського будівництва і господарства

У 1980 році захищає дисертацію на здобуття вченого ступеня доктора технічних наук, у 1982 році йому присвоєно вчене звання професора.

Понад 33 роки Арнольд Якович Барашиков був незмінним завідувачем кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій КНУБА.

Ним видано понад 320 наукових праць у тому числі 6 підручників, 8 навчальних посібників, 9 монографій, довідники. Він був провідним фахівцем з розвитку теорії розрахунку бетонних і залізобетонних конструкцій, брав активну участь у розробках Державних будівельних норм України.

У 1995 році з його участю та за його редакцією створений перший національний підручник «Залізобетонні конструкції», за яким навчаються усі студенти будівельних спеціальностей. У 2000 та 2009 році за підготовку інженерних кадрів він став Лауреатом премії імені М.С.Буднікова Академії будівництва України. Відмінник освіти України. У 2007 році став Лауреатом державної премії України в галузі науки і техніки. У 2011 році вийшов підручник «Будівельні конструкції» у співавторстві, за яким навчаються студенти спеціальності Водопостачання та водовідведення за напрямком «Будівництво». У 2013 році за роботу «Дослідження, розробка та впровадження

ефективних конструкцій із фібробетонів» став Лауреатом премії імені М.С.Буднікова Академії будівництва України.

Він створив справжню школу спеціалістів високої кваліфікації у галузі будівельних конструкцій. Ним були підготовлені 65 кандидатів і 5 докторів наук**.** Неодноразово виступав на міжнародних і вітчизняних конференціях, має низку публікацій у іноземних журналах і збірниках.

Арнольда Яковича відрізняла дивовижна ерудиція. Це була багатогранна людина: наука, музика, мистецтво, література. І це не весь перелік його інтересів.

Володіючи яскравим талантом організатора, він очолював та блискуче втілював у життя багато проектів.

Вів активну громадську роботу, будучи членом редколегій фахових збірників і журналів, Арнольд Якович вніс неоціненний вклад у формуванні та виборі тематики статей. Працював у складі спеціалізованих рад із захисту вчених ступенів докторів і кандидатів наук, був членом експертної ради Вищої Атестаційної комісії з 1994 до 2001 року.

Пішла з життя прекрасна неординарна людина, вчений, великий педагог, який міг в будь-яких складних ситуаціях знаходити оптимальний вихід.

Світла пам’ять про Арнольда Яковича назавжди збережеться в наших серцях, його друзів, колег, учнів.

УДК 72.01

к.т.н. **Орленко М.І.,**
президент корпорації «Укрреставрація», м. Київ

СПЕЦИФІКА І СКЛАДНОСТІ ВІДТВОРЕННЯ УСПЕНСЬКОГО СОБОРУ КИЄВО-ПЕЧЕРСЬКОЇ ЛАВРИ

В статті описуються методи підсилення фундаментів Успенського собору Складність завдань з відтворення Успенського собору полягала в тому, що значна частина руїн від вибуху розкололася на окремі елементи і здеформувалася. Тільки фахівцям корпорації "Укрреставрація" вдалося просвердлити існуючі фундаменти собору і влаштувати палі, застосувавши пальники для пропалювання каміння.

Ключові слова: Успенський собор, фундаменти, підсилення.

In article were described the methods of strengthening of Dormition Cathedral's fundaments. Complication of reconstruction task of the Dormition Cathedral was in that the significant part of ruins was split into separate elements and was deformed. Only experts of "Ukrrestavratsiya" corporation managed to drill successfully the bases of the Cathedral and to establish piles, having applied burners for burning stones.

Key words: Dormition Cathedral, fundaments, strengthening.

Дослідження будівельних методів і технологій, застосованих при відтворенні Успенського собору, становить інтерес з точки зору унікальності багатьох з них, ці методики можуть бути використані і в подальшому. Складність завдань з відтворення Успенського собору полягала в тому, що знана частина руїн від вибуху розкололася на окремі елементи і здеформувалася. Відповідно до реставраційних вимог усі залишки стародавніх конструкцій необхідно було зберегти і надати можливість для їх подальшого вивчення.

Існуюче інженерне господарство, а саме: зливна каналізація, дренажна система, мережі опалювальних каналів та інші допоміжні мережі знаходились у напівзруйнованому стан, що ускладнювало загальний інженерно-технічний стан території, призводило до погіршення режиму ґрунтових вод, деформацій конструкцій будівель, розташованих поруч з собором.

Оскільки головною причиною підвищеної зволоженості ґрунтів було витікання води з водоносних комунікацій, слід було вибрати найбільш безпечні засоби прокладання інженерних мереж.

Лесові ґрунти глибиною 8-12 метрів під фундаментами Успенського собору створювали загрозу нерівномірних деформацій в разі замокання, в зв'язку з чим необхідно було створити практично бездеформативну основу собору.

Згідно з дорученням Ради Міністрів Української РСР від 26.02.80 р. N 28-363.7 на підставі програми-завдання затвердженої Київським міськвиконкомом та узгодженої Держбудом УРСР на замовлення Головного Управління культури Київського міськвиконкому інститут "Укрпроектреставрація" 9.12.81 р. почав розробку науково-дослідної і проектної документації по відтворенню Успенського собору.

16 листопада 1982 року ескізний проект відтворення собору був поданий на затвердження в Держбуд УРСР де в цілому був схвалений. 10.08.83 р. проект з доробками згідно зауважень Держбуду УРСР був поданий до розгляду на містобудівну раду ГоловАПУ Київського міськвиконкому. Містобудівна рада ГоловАПУ схвалила проект і пропонувала його до подальших розробок. Проектом передбачалося повне відтворення собору станом на момент руйнування.

Другого лютого 1986 року ескізний проект розглядався на президії Науково-методичної ради по охороні пам'яток культури Міністерства культури СРСР, яка зазначила, що проект відповідає вимогам Закону СРСР та положенню "Про охорону та використання пам'яток історії та культури". Суперечним питанням у проекті було виконання фундаментів собору. Зважаючи на складність ґрунтових умов інститут "Укрпроектреставрація" розробив декілька варіантів устрою і підсилення існуючих фундаментів. Запропоновані варіанти проекту були всебічно вивчені провідними проектними

та науково-дослідними інститутами Києва та Москви в галузі фундаментобудування.

На ці варіанти були одержані схвальні відгуки та рекомендації. Залучені до консультацій дослідні та проектні організації, (Діпроцивільпромбуд, КиївЗНДІЕП, Фундаментспецпроект /Москва/, Науково-дослідний інститут основ і підсилення споруд ім. Герсеванова /Москва/, Трест Мінмонтажспецбуду УРСР та інші) включаючи президію АН УРСР, рекомендували використати буроін'єкційні палі. Однак, деякі спеціалісти-історики пропонували відтворити собор на основі проекту з використанням полегшених конструкцій і влаштуванням стрічкових фундаментів.

Влаштування стрічкових фундаментів викликало б руйнування археологічного шару на місці існування собору і не гарантувало надійності конструкцій (навіть полегшених), враховуючи дуже складні геологічні умови та необхідність збереження залишків собору. В зв'язку з розходженням поглядів подальше проектування було зупинено.

В жовтні 1998 року була затверджена програма наукових досліджень та супроводження конструкторських розробок робочої документації відбудови Успенського собору Києво-Печерської Лаври. Програма складалася з наступних розділів:

1. Натурні та стендові дослідження – виконавці АТ "Київпроект", інститут "Укрпроектреставрація", КДТУБА, НДІБК. Передбачалися натурні випробування фундаментів, підсилених палями (вихідними даними граничний опір ґрунту під вістрям та на бічній поверхні паль), стендові випробування фрагментів частин збереженого і нового мурування стін на статичні навантаження (на основі експериментальних значень модулів деформації мурування стін та його несучої здатності), дослідження живопису (виконавці інститут "Укрпроектреставрація" та ДНТЦ "Конрест").

2. Чисельне моделювання напружено-деформованого стану (НДС) фрагментів основи та конструкцій собору – виконавці АТ "Київпроект",

інститут “Укрпроектреставрація”, КДТУБА, НДІБК та геологічний інститут КУ. Досліджувалося чисельне моделювання взаємодії паль, паль та залишків фундаментів з основою (вихідні дані для проектування – несуча здатність паль та фундаментів, підсилених палями та деформації основи в різних зонах собору). Передбачалися розрахунки пілонів та різних схем підсилення (металева обойма, бетонна сорочка) (вихідні дані – обґрунтування раціонального технічного рішення підсилення). Планувалося проведення розрахунків підсилених палями фундаментів і їх впливів на деформації основи від обвалів порожнин, існуючих каналів та штолень (на основі розробки конструктивних рішень фундаментів та конструкцій верхньої частини собору), розрахунки можливостей зміни гідродинамічних умов майданчика при відбудові собору і розрахунки стійкості схилів (на основі визначення коефіцієнту стійкості схилів).

3. Дослідження взаємодії основ та несучих конструкцій собору при основному та особливому сполученнях навантажень. Планувалося виконання просторових розрахунків собору по деформаціям та міцності по комплексній схемі “основа”-“фундамент”-“елементи підсилення”-“верхня будова” (на основі розробки раціональних конструктивних рішень та технології відбудови собору). В цьому розділі передбачалася оцінка взаємодії елементів системи, оцінка взаємного впливу елементів підсилення фундаментів та визначення їх сумісної роботи, дослідження ефективних конструктивних рішень з’єднання існуючої частини собору з новою, розрахунки НДС основи та конструкцій собору на різних етапах навантаження та включення в роботу існуючих та нових конструкцій, розробка та розрахунки конструктивних заходів захисту для основного та особливих сполучень навантажень.

4. Натурні та інструментальні спостереження за деформаціями собору та оточуючої забудови при його відбудові – виконавці інститут “Укрпроектреставрація”, НДІБК, КДТУБА, Геологічний інститут КУ. Передбачалося спостереження за просторовою роботою собору під час

відбудови (на основі отримання інформації для швидкого реагування та наукових досліджень), спостереження за взаємодією будівлі собору з основою, геодезичні спостереження за переміщеннями частин собору, спостереження за деформаціями стін, їх перетинами та місцями сполучення старого та нового мурування, спостереження за деформаціями просторових конструкцій бань, покриття та перекриття (склепіння, куполи, маківки) (на основі даних інструментальних спостережень). Передбачалося спостереження за технічним станом та будівлями оточуючої забудови, а саме розробка та обладнання станції спостережень, геодезичні спостереження за осадками будівель, вібродинамічні вимірювання та аналіз динамічного впливу грузових потоків на оточуючу забудову (геодезичні марки, маяки, данні інструментальних та візуальних спостережень), спостереження за зміною гідрогеологічного режиму собору та майданчика до та після виконання робіт з влаштування пальових підсилень фундаментів (звіт про спостереження).

5. Наукове супроводження конструктивних розробок на стадії робочої документації – виконавці інститут "Укрпроектрестарація", АТ "Київпроект", НДІБК, КДТУБА, ДТТЦ "Конрест", ІА НАН України. Включало оцінку несучої здатності конструкцій Успенського собору за результатами виконаних досліджень та розрахунків (оцінка запасу несучої здатності конструкцій собору для його відбудови), підбір армування та розробку рекомендацій з проектування несучих конструкцій собору (фундаменти-стіни на основі розрахункового обґрунтування конструктивних рішень собору, дослідження будівельних матеріалів на основі складеного атласу та колекції "Будівельні матеріали Успенського собору", конструкції стабілізації збережених пілонів та стін та їх сполучення з новими частинами, перекриття склепіння, бані та перекриття, металеві главки, ферми та балки покриття, археологічні спостереження).

Проект відтворення Успенського собору був розроблений згідно розпорядження Президента України № 20/96-рп від 27 січня 1996 р. Проектом

ремонтно-реставраційних робіт передбачалося відтворення Успенського собору в формах XVIII ст. Відбудову собору вирішили проводити з використанням традиційних матеріалів, які забезпечують конструктивну надійність та довготривалу експлуатацію будівлі.

Складні інженерно-геологічні умови, необхідність збереження залишків, автентичних елементів стін і фундаментів XI-XVIII ст., збереження культурного шару з чисельними похованнями як всередині, так і за його межами, необхідність органічного поєднання сильно пошкодженої частини собору (Іоанно-Богословського приділу) з новозведеними стінами і банями, наявність в межах собору трьох різнохарактерних зон (зона повної руйнації в епіцентрі вибуху, зона часткової руйнації з залишками стін і пілонів, зона існуючого (вцілілого) Іоанно-Богословського приділу). Все це зумовило необхідність прийняття унікальних інженерних рішень, що забезпечили просторову стабільність відтвореного собору

Роботам по відтворенню мали передувати заходи з укріплення основи будівлі, підсилення фундаментів і автентичних частин собору з включенням їх в єдину конструктивну схему. Рішення проекту передбачали можливість експонування існуючих залишків стін і фундаментів і були націлені на максимальне збереження культурного шару.

Після опрацювання багатьох варіантів прийняли рішення застосувати буроін'єкційні палі малих діаметрів або, як їх ще називають, «корневидні» палі. Усі спеціалізовані вітчизняні фірми відмовились від виконання поставленого завдання у зв'язку з його великою складністю. Окрім того фахівцям корпорації “Укрреставрація” вдалося успішно просвердлити фундаменти собору і влаштувати задавлювальні палі, застосувавши пальники для пропалювання каміння.

Ці роботи велися в складних зимових умовах на вітчизняному обладнанні. Палі задавлювали по периметру старого фундаменту таким чином,

аби новий фундамент (залізобетонний ростверк) спирався на них. Після цього почали з'єднувати дві частини храму – стару і нову.

Архітектори-реставратори законсервували старі стіни, ліквідували всі тріщини, а потім «зшили» стіни існуючого приділу залізобетонними палями по периметру у вертикальному і горизонтальному напрямках. Цей метод вперше застосували в Італії під назвою сітчата структура паль Фернандо Ліззі при реставрації церкви в Римі.

Висновки. Таким чином, завдяки застосованій конструктивній схемі два об'єми собору склали єдине ціле. На межі старого і нового було зроблено архітектурно оформлений шов і встановлено вимірювальні прилади для контролю за можливою деформацією. Подібний реставраційний метод в Україні було застосовано вперше. Також були збережені всі залишки собору, а значна їх частина разом з різночасовими шарами підлоги, фундаментів і мурування стін (у вигляді зондажів) тепер доступні для огляду та вивчення.

Література

1. Державні будівельні норми України. Реконструкція, ремонт, реставрація об’єктів невиробничої сфери. Реставраційні, консерваційні та ремонтні роботи на пам’ятках культурної спадщини ДБН В.3.2.-1-2004. – К.,2005.

2. Орленко М.І. Успенський собор Києво-Печерської Лаври: Методичні засади і хронологія відтворення / М.І. Орленко. – К.: Фенікс,2015. – 834 с.

3. Отчет о разборке руин Успенского собора Госзаповедника «Киево-Печерская Лавра». РНРПМ Научно-исследовательский и проектный сектор. – К.,1954.

4. Пам'ятка архітектури XI-XIX ст. Успенський собор. Науково-реставраційне обгрунтування концепції відтворення Успенського собору Києво-Печерської Лаври. – К.,1998.

5. Сіткарьова О.В. Успенський собор Києво-Печерської Лаври / О.В. Сіткарьова. – К.,2000. – 232 с.

УДК 666.972

д.т.н., професор **Дворкін Л.Й.,**
д.т.н., професор **Бабич Є.М.,**
к.т.н., доцент **Житковський В.В.,**
аспірант **Степасюк Ю.А.,**
Національний університет водного господарства
та природокористування, м. Рівне

ВИСОКОМІЦНІ ШВИДКОТВЕРДНУЧІ БЕТОНИ

У статті обґрунтовано вплив тонкості помелу цементу і добавок-прискорювачів твердіння на міцність цементного каменю і бетону при низьких значеннях водоцементного відношення і запропоновані розрахункові залежності для його визначення при отриманні високоміцних швидкотверднучих бетонів.

The article substantiates the influence of cement grinding fineness and hardening accelerator additives on the cement stone concrete at low water-cement ratio and is proposed calculated depending to its definition at the proportion of high-strength fast-hardening concrete.

Відповідно до відомих теоретичних уявлень [1] міцність бетону пропорційна міцності цементного каменю. За Т. Пауерсом [2] міцність зразків цементного каменю при стиску $R_{ц.к.}$, що тверділи в нормальних умовах, відповідає рівнянню:

$$R_{ц.к.} = AX^n, \qquad (1)$$

де А - константа, що характеризує міцність цементного гелю (А ≈ 240 МПа), n - коефіцієнт, обумовлений особливостями цементу (n = 2.6 ... 3); Х - структурний критерій.

Структурний критерій Х у формулі (1) характеризує концентрацію продуктів гідратації цементу в просторі доступному для цих речовин. Його пропонується [2] розраховувати за формулою:

$$X = \frac{K_г V_{п.ц} \alpha}{V_{п.ц} \alpha + В/Ц} \approx \frac{0.647\alpha}{0.319\alpha + В/Ц}, \qquad (2)$$

де $К_г$= 2,09...2,2 коефіцієнт збільшення об’єму продуктів гідратації (гелю); $V_{п.ц}$ - питомий об'єм цементу ($V_{п.ц}$ = 1/$\rho_ц$ = 0,319 $см^3$/г - величина зворотна густині цементу ($\rho_ц$); α - ступінь гідратації цементу.

Розрахункові значення міцності цементного каменю, обчислені за формулою Пауерса при різних значеннях В/Ц і α, наведені в табл.1.

Таблиця 1

Вплив В/Ц і α на міцність цементного каменю

В/Ц	α	Міцність цементного каменю за формулою (1)	В/Ц	α	Міцність цементного каменю за формулою (1)
0,2	0,2	32,7	0,3	0,2	13,3
	0,3	73,8		0,3	32,7
	0,5	178,6		0,5	89,8
0,25	0,2	20,1	0,35	0,2	9,3
	0,3	47,7		0,3	23,4
	0,5	124,0		0,5	67,3

З них випливає, що при гранично низьких значеннях В/Ц великі можливості для збільшення міцності цементного каменю відкриваються вже при порівняно невеликому збільшенні ступеня гідратації цементу α.

Збільшення ступеня гідратації цементу в ранні терміни твердіння при певному хіміко-мінералогічному складі досягається комплексом відомих технологічних прийомів і, перш за все, збільшенням його питомої поверхні, а також введенням добавок прискорювачів твердіння [3].

У табл. 2 наведені наші експериментальні дані щодо впливу на ранню міцність цементного каменю при низьких значеннях В/Ц зміни тонкості помелу і введення добавки прискорювача твердіння систем «Релаксол». Застосовували Здолбунівський портландцемент ПЦ І-500Н (ПАТ «Волинь-Цемент») з розрахунковим мінералогічним складом клінкеру: C_3S - 68,4%, C_2S - 13,05%, C_3A - 7,05%, C_4AF - 11,5%. Вихідна питома поверхня цементу $S_{пит}$=350 $м^2$/кг. Міцність цементу при стиску в умовах нормального твердіння через: 2 доби - 38,7 МПа, 7 діб - 41,1 МПа, 28 діб - 53,1 МПа.

Аналіз даних табл.2, показує можливість досягнення при В/Ц=0,2...0,25 і питомої поверхні цементу ($S_{пит}$=450 м^2/кг) досить високих значень міцності цементного каменю не тільки у віці 1 доби і більшому, але й при тривалості нормального твердіння вже 12 год. Звертає увагу, що кінетика росту міцності цементного каменю на тонкомеленому алітовому цементі і цементі з добавкою прискорювача твердіння при В/Ц=0,2...0,3 істотно відрізняється від традиційної і характеризується набором міцності на стиск через 12 год. - до 50% і через 1добу – до 70% від 28 добової.

За міцністю цементного каменю, можна орієнтовно прогнозувати можливу, з урахуванням особливостей заповнювачів, міцність бетону.

Однак для проектування складів бетону при відомій можливій міцності цементного каменю необхідно емпірично визначити параметри, які характеризують вплив заповнювачів [4], що є досить складно.

Таблиця 2

Вплив домелу цементу і введення добавки прискорювача твердіння на ступінь гідратації і міцність цементного каменю

№ п/п	В/Ц	$S_{пит}$ цементу, м^2/кг	Ступінь гідратації (α) / міцність цементного каменю, МПа, через				
			години	доби			
			12	1	2	7	28
Домел цементу до $S_{пит}$=450 м^2/кг							
1	0,2	350	0,19/29,3	0,28/64,7	0,33/88,2	0,36/103,2	0,41/129,4
2	0,2	450	0,31/78,5	0,39/118,8	0,41/129,4	0,45/151	0,47/162
3	0,25	350	0,22/24,8	0,3/47,7	0,35/64,7	0,4/83,3	0,46/107,3
4	0,25	450	0,35/64,7	0,41/87,2	0,46/107,3	0,51/128,3	0,55/145,5
5	0,3	350	0,23/18,3	0,34/42,4	0,41/61,7	0,49/86,6	0,58/117
6	0,3	450	0,37/50,4	0,45/73,8	0,55/106,6	0,61/127,6	0,65/141,9
Введення добавки-прискорювача «Релаксол-Антифриз FS» (1% маси цементу)							
7	0,25	350	0,30/64,5	0,34/73,5	0,40/81,4	0,45/89,8	0,52/115,5
8	0,3	350	0,35/57,1	0,41/60,1	0,46/67,8	0,52/79,9	0,61/104,5

Для орієнтовних розрахунків Ц/В при проектуванні складів високоміцних швидкотверднучих бетонів, як показує обробка експериментальних даних при В/Ц=0,25...0,35, може бути використана формула:

$$R_б=KAR_ц(Ц/В-0,5), \quad (3)$$

де К - коефіцієнт, що враховує особливості впливу хімічної добавки на міцність бетону в певному віці.

Величина $R_ц$ у формулі (3) відповідає міцності цементу, що визначена за стандартною методикою в заданому віці.

Згідно наших експериментальних даних, при введенні в бетонні суміші суперпластифікатора полікарбоксилатного типу Melflux 2651 F усереднені значення К виявилися для бетону в віці 12 год. – 1,7, 1 доба – 1,4, 2 доби – 1,25, 28 діб - 1. Збільшення значення К при скороченні тривалості твердіння показує, що в ранньому віці зростає значення міцності використовуваного цементу, що підтверджує обґрунтувану вище тезу про особливу важливість підвищення початкового ступеня гідратації цементу для забезпечення високої ранньої міцності цементного каменю.

Для більш точних розрахунків необхідних значень В/Ц або Ц/В для бетону, що забезпечує необхідні показники міцності в певному віці доцільно значення коефіцієнтів у формулі (3) приймати за емпіричними даними, прив'язаним до конкретних матеріалів або використовувати спеціальні залежності. З цією метою може бути використане факторне планування експерименту [1]. У табл. 4 наведені отримані нами в результаті статистичної обробки експериментальних даних, рівняння регресії міцності бетону в різному віці з діапазоном В/Ц=0,25...0,35 на цементах марок 500...600 при використанні кварцового піску з $М_{кр}$=1,8 і гранітного щебеню фракції 5...20 мм. При проведенні дослідів використовувався портландцемент ПАТ «Волинь-цемент» ПЦ І-500 Н. Активність цементу підвищували двома способами: 1) домелом до $S_{пит}$=450 $м^2/кг$, 2) введенням прискорювача тверднення «Релаксол-Антифриз FS». У бетонну суміш вводили суперпластифікатор полікарбоксилатного типу Melflux 2651 F в кількості 0,5% від маси цементу.

Експерименти виконувались згідно плану типу 2^3 [1] при варіюванні трьох факторів: X_1 - В/Ц (0,25...0,35), витрата цементу, X_2 - Ц (500...600 $кг/м^3$) і активність цементу, X_3 - $R_ц$ (53...65 МПа). Міцність бетону при стиску

визначали через 12 год., 1, 2, і 28 діб. Поряд з рівняннями регресії наведені отримані з їх допомогою рівняння, що відповідають загальній формулі (3). Величина $R_ц$ в цих рівняннях відповідає 28-добової активності цементу.

Комплекс отриманих рівнянь дозволяє використовувати їх як для прогнозу міцності бетону в заданому віці, так і для проектування складів бетонних сумішей.

Таблиця 4

Розрахункові рівняння міцності бетону у вигляді поліноміальних моделей

Параметр	Рівняння регресії	
$R_б^{12\ год.}$	$R_б^{12\ год.}$=46,1-18,8X_1-0,3X_2+6,4X_3+1,5X_1X_2+1,1X_1X_3+1,2X_2X_3	(4)
$R_б^{1доба}$	$R_б^{1доба}$=60-18,8X_1+0, 4X_2+4,4X_3+0,2X_1X_2+0,8X_1X_3-0,9X_2X_3	(5)
$R_б^{2доби}$	$R_б^{2доби}$=73,9-17,5X_1+0,5X_2+1,8X_3+0,1X_1X_2-1X_1X_3-0,4X_2X_3	(6)
$R_б^{28діб}$	$R_б^{28діб}$=99-14,7X_1+X_2+3,6X_3-0,5X_1X_2+0,4X_1X_3-X_2X_3	(7)

У рівняннях (7-10) $X_1 = \frac{В/Ц - 0.3}{0.05}; X_2 = \frac{Ц - 550}{50}; X_3 = \frac{R_ц - 55}{5}$,

де В/Ц, Ц і $R_ц$ відповідно водо-цементне відношення, витрата цементу, кг/м^3 і активність цементу, МПа.

Розрахункові рівняння міцності бетону за формулами виду (3):

$R_б^{12\ год.}$=0,59 $R_ц$(Ц/В-1,92) (8)

$R_б^{1доба}$=0,6 $R_ц$(Ц/В-1,6) (9)

$R_б^{2доби}$=0,62 $R_ц$(Ц/В-1,35) (10)

$R_б^{28діб}$=0,48 $R_ц$(Ц/В+0,22) (11)

Нижче наводиться приклад розрахунку, за допомогою отриманих залежностей (3, 4...11), Ц/В для отримання високоміцного швидкотверднучого бетону.

Приклад. Визначити необхідні значення Ц/В для отримання бетону з міцністю при стиску у віці 28 діб $R_б^{28\ діб} \geq 100$МПа з досягненням через 12 год. міцності $R_б^{12\ год.}$ =50 МПа, 2 доби - $R_б^{2\ діб} \geq 80$МПа. Прийняти $R_ц^{12\ год.}$ = 15 МПа, $R_ц^{2діб}$ = 35 МПа, $R_ц^{28\ діб}$ = 60 МПа.

Попередньо орієнтовно за допомогою формули (3) при А=0,65 і наведених вище значеннях К знаходимо послідовно значення Ц/В і встановлюємо весь набір необхідних властивостей при $R_ц$=60 МПа.

Для забезпечення необхідної міцності бетону через 12 годин: $Ц/В_1=\frac{50}{1,7\cdot 0,65\cdot 15}+0,5=3,52$; 2 доби: $Ц/В_2=\frac{80}{1,26\cdot 0,65\cdot 35}+0,5=3,29$; через 28 діб: $Ц/В_3=\frac{100}{1\cdot 0,65\cdot 60}+0,5=3,06$

Весь набір заданих міцних показників бетону забезпечується при використанні формули (3) при Ц/В = 3,52.

Знайдемо, для порівняння необхідні значення Ц/В рішенням відповідних рівнянь (4…7), при $R_ц$ = 60 МПа і Ц=550 кг/м^3 .

Розв'язуючи рівняння (4…7) як рівняння з одним невідомим (В/Ц) знаходимо значення Ц/В для забезпечення необхідних значень міцності: через 12 год. - $В/Ц_1$ = 0,31, 2 доби - $В/Ц_2$ = 0,29 і 28 діб $В/Ц_3$ = 0,32.

Відповідно значення $Ц/В_1$ = 3,23, $Ц/В_2$=3,5, $Ц/В_3$=3,13. Комплекс необхідних міцних показників бетону забезпечується при $Ц/В_2$ = 3,5.

З використанням формул (8…11) при $R_ц$=60 МПа отримуємо: $Ц/В_1$=3,33, $Ц/В_2$=3,5, $Ц/В_3$=3,25. Вибираємо Ц/В=3,5.

Значення Ц/В, необхідних для забезпечення заданих міцнісних показників високоміцного бетону у різному віці, що знайдені при використанні запропонованих формул, достатньо близькі.

Література

1. Дворкин Л. И., Дворкин О.Л. Основы бетоноведения. - М.: Стройбетон, 2006. - 689 с.
2. Баженов Ю. М., Демьянова В. С., Калашников В. И. Модифицированные высококачественные бетоны. - М.: Изд-во АСВ, 2006. - 368 с.
3. Ратинов В.Б., Розенберг Т.И. Добавки в бетон. М.: Стройиздат, 1989.–186 с.
4. Шейкин А. Е., Чеховский Ю. В., Бруссер М. И. Структура и свойства цементных бетонов. – М.: Стройиздат, 1979. – 344 с.

УДК 624.012.45.04

д.т.н., профессор **Городецкий А.С.,**
Киевский национальный университет строительства и архитектуры
д.т.н. **Барабаш М.С.,**
Национальный авиационный университет

УЧЕТ НЕЛИНЕЙНОЙ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА В ИНЖЕНЕРНЫХ РАСЧЕТАХ. РЕЖИМ «ИНЖЕНЕРНАЯ НЕЛИНЕЙНОСТЬ» В ПК ЛИРА-САПР.

В статье рассматривается итерационный метод «инженерная нелинейность». Представляемый метод позволяет определить реальные жесткостные характеристики сечения, которые могут быть пониженными в связи с появлением трещин, пластическими деформациями бетона и арматуры.

Предлагаемый метод «инженерная нелинейность», с одной стороны позволяет более точно учитывать распределение жесткостей, с другой стороны по технологии практически аналогичен традиционным методам расчета в линейной постановке, т.е. позволяет выполнить расчет на все нагружения, получить РСУ и РСН, подбор арматуры.

Ключевые слова: жизненный цикл, компьютерное моделирование, конструктивные элементы, нелинейный расчет, устойчивость, физическая и геометрическая нелинейность, напряженно - деформированное состояние.

In given article is considered iterative method "engineering nonlinearity". Given method allows defining real characteristics of section stiffness that could be decreased owing to cracks occurrence, plastic deformations of concrete and reinforcement.

Proposed method "engineering nonlinearity" allows on the one hand to take into account more exactly stiffness distribution, on the other hand is similar to traditional analysis methods into linear formulation, i.e. allows to perform analysis on all load-cases, obtain DCF and DCL, perform reinforcement selection.

Key words: life cycle, computer modelling, structural elements, nonlinear analysis, stability, physical and geometrical nonlinearity, stress - strain state.

Вступление

Ползучесть, трещины и другие специфические особенности железобетона обуславливают изменение жесткостных характеристик элементов уже на ранних этапах нагружения, включая и эксплуатационную стадию. Это приводит к перераспределению усилий, значительному увеличению перемещений по сравнению с линейно-упругим расчетом. Нормативные документы

ориентируют инженера на учет этих факторов. Так в ДБН и Еврокоде рекомендуется проводить расчет с учетом физической нелинейности. Программный комплекс ЛИРА-САПР предоставляет возможность инженеру выполнять такие расчеты. Однако расчет конструкции с учетом физической нелинейности [2, 3] в строгом математическом понимании этого процесса при использовании в массовых инженерных расчетах имеет ряд недостатков:

- такой расчет может быть выполнен только на одно нагружение и его нельзя использовать в РСУ или РСН;
- такой расчет требует больших ресурсозатрат – шаговый метод обуславливает необходимость многократного решения систем линеаризованных уравнений;
- такой расчет требует задания арматуры (диаметры и расположение) в каждом сечении стержня или пластинчатого элемен6та.

С другой стороны, некоторые нормативы, пытаясь несколько сгладить это несоответствие, предлагают просто вводить занижающие коэффициенты на жесткость для изгибаемых элементов 0,3 и сжатых 0,6. Конечно, такое грубое предположение не учитывает, что снижение жесткости зависит от величины и характера напряженного-деформированного состояния сечения. О снижении жесткости растянутых элементов вообще ничего не говорится.

Метод «Инженерная нелинейность» ориентирован на некоторое устранение этого несоответствия (некоторые предложения в этом направлении были известны ранее [1]) и этот метод надо позиционировать как метод уточненного дифференцированного учета снижения жесткостных характеристик железобетонных элементов.

Метод «Инженерная нелинейность» состоит в следующем:

1. Задается «определяющее нагружение», которое по мнению инженера в основном определяет напряженного-деформированного состояние конструкции (развитие трещин, пластические деформации бетона и арматуры) на протяжении жизненного цикла конструкции. «Определяющее нагружение»

может составляться на основании набора нагружений (собственный вес, полезные нагрузки и др.), которые задаются инженером для последующего традиционного расчета или назначается инженером на основе других предположений.

2. Производится расчет на «определяющее нагружение» в физически нелинейной постановке с одновременным подбором арматуры. Расчет выполняется итерационным методом.

3. В результате итерационного расчета на основе НДС каждого сечения стержня и КЭ пластинчатой конструкции определяются жесткостные характеристики.

4. Выполняется традиционный расчет конструкции, элементы которой имеют жесткостные характеристики определяемые в результате итерационного расчета. Традиционный расчет подразумевает расчет в линейно-упругой постановке на весь набор нагружений (собственный вес, полезная нагрузка, сейсмика и др.), составление РСУ или РСН, подбор или проверку сечений стержней железобетонных и стальных элементов, конструирование.

Наиболее ответственным и сложным в постановке и реализации является этап определения жесткостных характеристик сечений стержня и пластинчатого элемента [4].

Определение жесткостных характеристик сечения стержня

На рис. 1 представлено произвольное сечение стержня, на которое действует два момента Mx и My, нормальная сила N. Моменты действуют относительно главных осей сечения x и y. Нормальная сила приложена в точке C – пересечении геометрической оси стержня с плоскостью сечения.

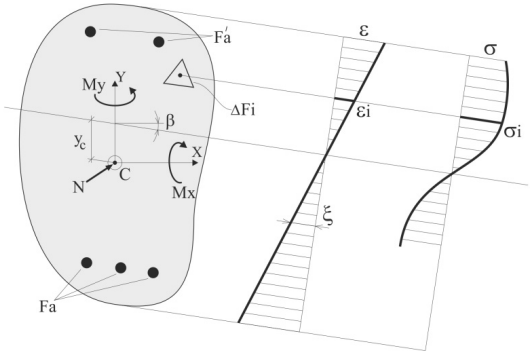


Рис. 1. Напряженно-деформированное состояние сечения стержня

Зависимость σ–ε для бетона представлена на рис. 2, для арматуры – на рис. 3.

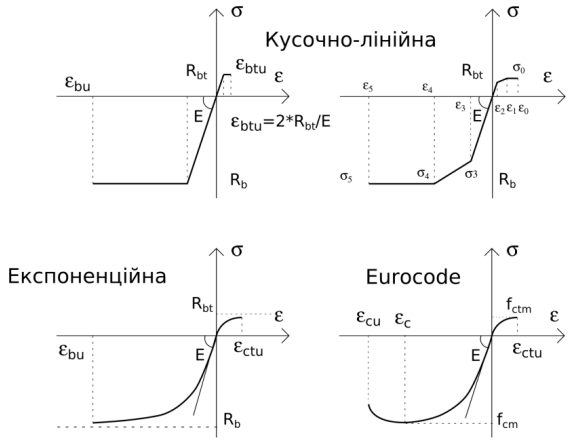


Рис. 2. Зависимость напряжение-деформация для бетона

В результате итерационного процесса находятся:

Yc – смещение нейтральной оси;

β – угол поворота нейтральной оси;

ξ – привязка сечения.

Эти три неизвестных находятся из трех уравнений равновесия:

$\sum z=0$, $\sum m_x=0$, $\sum m_y=0$.

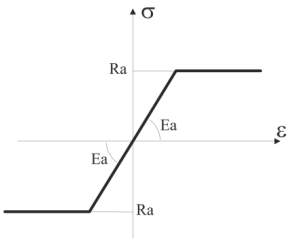


Рис. 3. Зависимость напряжение-деформация для арматуры

Жесткостные характеристики $E_{об}F$, $E_{об}I_x$, $E_{об}I_y$ определяются на основании зависимостей σ–ε для бетона и арматуры (рис. 2, 3).

$$E_{об}F = \sum_{i=1}^{n} Eсек_{,i}\, \Delta F_i$$

$$E_{об}I_x = \sum_{i=1}^{n} Eсек_{,i}\, \Delta F_i Y_i^2$$

$$E_{об}I_y = \sum_{i=1}^{n} Eсек_{,i}\, \Delta F_i X_i^2$$

Здесь ΔF_i – элементарные участки, на которые расчленяется сечение бетона и площади отдельных стержней арматуры.

n – количество участков.

$Eсек_{,i}$ – секущий модуль деформаций, который определяется на основании зависимостей σ–ε (рис. 2,3).

x_i, y_i – расстояние центра тяжести i участка до главных осей, положение которых (Yc, β) определено в результате итерационного расчета.

Режим «Инженерная нелинейность» реализован в программном комплексе ЛИРА-САПР. Ниже приводятся результаты расчета рамы на основе инженерной нелинейности (рис. 4).

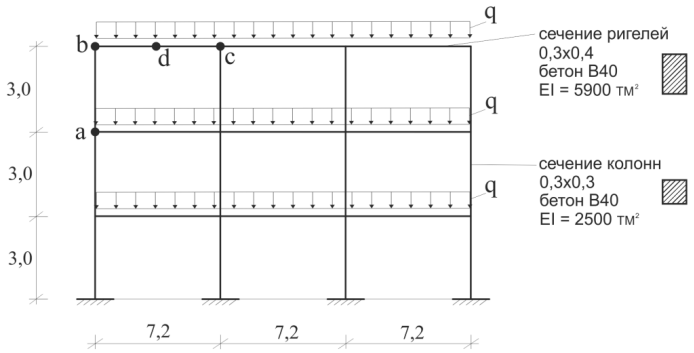


Рис. 4. Расчетная схема исследуемой конструкции

В качестве определяющего нагружения была принята нагрузка q=15 т/п.м. на рис. 5 приведены соответствующие жесткости для ригеля в – с и колонн а – в.

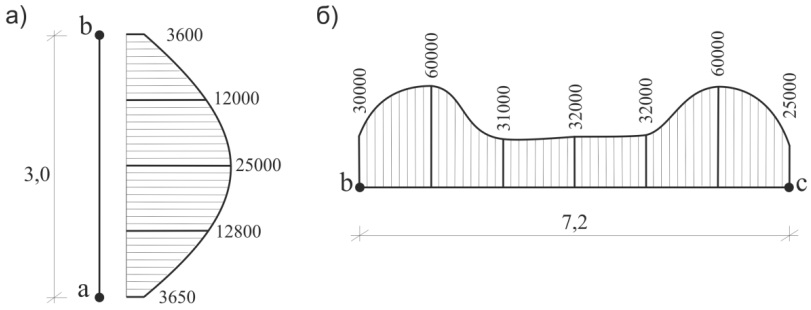


Рис. 5. Эпюры жесткостей EI тм^2 полученных на основе расчета по методу «ИНЖЕНЕРНАЯ НЕЛИНЕЙНОСТЬ»: а) для колонны, б) для ригеля

Анализируя эпюры жесткостных характеристик можно сделать вывод, что рекомендуемое нормативами снижение жесткостных характеристик для колонн на понижающий коэффициент 0,6 (в этом случае эпюра для колонн выглядела бы постоянной и равной 0,6x2500=1500 тм^2) и для ригелей 0,3 (в этом случае эпюра выглядела бы постоянной и равной 0,3x5900=1770 тм^2) выглядит достаточно грубым приближением.

В таблице 1 приведены результаты линейно-упругого расчета рамы на нагрузку q=20 т/п.м. с учетом дифференцированного распределения

жесткостей для всех элементов, полученных на основе режима «Инженерная нелинейность».

Табл. 1

Значение параметров НДС / Вид расчета	Статический расчет			Динамический расчет	
	Момент в ригеле «в – с» в узле «в» в тм	Момент в ригеле «в – с» в узле «d» в тм	Перемещение в узле «d» в тм	Частота ω в герцах	Период T в сек.
линейно-упругий расчет с начальными жесткостями	58,4	100,7	54,0	0,182	5,51
линейно-упругий расчет с жесткостями полученными на основе режима «Инженерная нелинейность»	74,3	84,5	113,0	0,158	6,32

Анализируя результаты расчета приведенные в табл. 1 можно сделать следующие выводы:

- получено некоторое перераспределение усилий – в менее нагруженном сечении «в» ригеля момент увеличился, в более нагруженном сечении «d» ригеля момент уменьшился;
- перемещение узла «d» увеличилось более чем в 2 раза;
- частота собственных колебаний (первая форма) уменьшилась, а период увеличился.

В заключение еще раз следует отметить, что режим «Инженерная нелинейность» предназначен только для учета пониженной жесткости железобетонных конструкций в массовых инженерных расчетах и ни в коем случае не заменяет расчет с учетом физической нелинейности [3].

В ПК ЛИРА-САПР реализован режим «Инженерная нелинейность». Для учета изменения жесткостных характеристик железобетонных элементов пользователю необходимо только назначить «определяющее нагружение» и включить этот режим.

Литература

1. Бондаренко В.М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона / В.М. Бондаренко – М.: Стройиздат, 1982. – 287 с.
2. Барабаш М. С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов строительства: Монография / Мария Сергеевна Барабаш. – К.: «Сталь», 2014. – 301 с.
3. Городецкий А.С. К расчету физически нелинейных плоских рамных систем /А. С. Городецкий, В. С. Здоренко // Строительная механика и расчет сооружений. – 1969. – № 4. – С. 61-68.
4. Пикуль А.В. Определение жесткостных характеристик сечения железобетонного стержня с учетом нелинейных свойств материала / А.В. Пикуль, Д.А. Городецкий // Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений: тезисы докладов IV Международного симпозиума. – Челябинск.: Издательский центр ЮУрГУ, 2012. – С. 228.

УДК 624.012.45

аспірант **Вегера П.І.,** к.т.н. доц. **Хміль Р.Є.,** д.т.н. проф. **Бліхарський З.Я.,**
Національний університет «Львівська політехніка» м. Львів

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПІДСИЛЕНИХ СИСТЕМОЮ FRCM

В даній статті наведено результати експериментальних досліджень напружено деформованого стану похилих перерізів залізобетонних балок підсилених шляхом наклеювання PBO тканини полімерним цементним розчином. Підсилення залізобетонних балок відбувається без та з різними рівнями початкового навантаження

Ключові слова: залізобетонні балки, похилі перерізи, композитні матеріали, FRCM.

In this paper results of experimental investigation of stress strain state of inclined cross section of reinforced concrete beams strengthening sticking PBO materials by polymer cement mortar are presented. RC beams reinforced without and with different levels of initial load.

Keywords: reinforced concrete beams, inclined cross section, composite materials, FRCM.

Постановка проблеми

З розвитком науки і техніки для підсилення конструкцій все ширше пропонується використання сучасних композитних матеріалів. Такі матеріали мають ряд переваг над традиційними матеріалами, котрі використовуються для підсилення: високі характеристики міцності та деформативності, низька власна вага, невелика трудомісткість при монтажі. Дослідження методів підсилення та параметрів напружено деформованого стану залізобетонних конструкцій, котрі підсилені такими матеріалами є актуальним питанням, яке широко досліджується не тільки в Україні, але і в Європі. Значна частин досліджень стосується підсилення нормальних перерізів залізобетонних балок [1, 2], проте мало уваги приділено похилим перерізам, підсиленим композитними матеріалами. А таке застосування FRCM матеріалів на нашу думку теж має перспективи.

Мета досліджень

Встановлення ефективності підсилення похилих перерізів залізобетонних балок підсилених системою FRCM, в тому числі за дії навантаження різного рівня.

Матеріали та конструкція зразків

Для виконання поставлених завдань було запроектовано та виготовлено 5 дослідних взірців, розмірами поперечного перерізу 200х100 мм. та довжиною 2100 мм. Робоча розтягнута арматура прийнята класу А400С Ø22 мм, стиснута арматура - А400С Ø12 мм. Поперечне армування - А240С Ø 8 розташоване в приопорних зонах з кроком 100 мм (рис. 1).

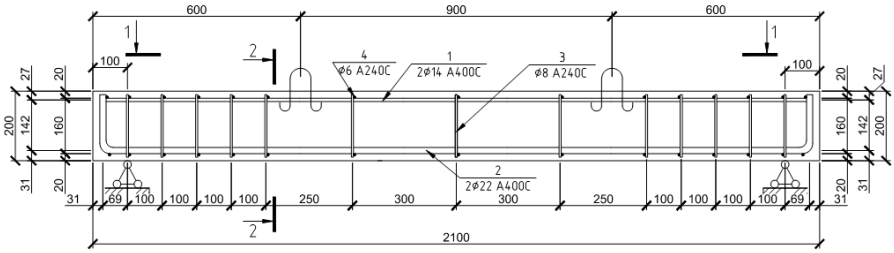


Рис. 1. Геометричні розміри та армування дослідних взірців.

Усі дослідні взірці запроектовано з умов забезпечення міцності нормальних перерізів [3, 4]. При цьому міцність похилих перерізів дослідних взірців є недостатньою, для отримання руйнування похилих перерізів в усіх взірцях.

Експериментальні дослідження

Випробування похилих перерізів проходило з застосуванням методики досліджень викладеної раніше [5]. На похилому перерізі розміщували індикатори годинникового типу під кутом 45° до осі балки (рис. 2). Елемент підсилення - FRCM тканину влаштовували у вигляді обойми внаслідок наклеювання на всі чотири грані балки, що забезпечило її надійне зчеплення з

поверхнею. Підсилення похилих перерізів виконували з допомогою смужок тканини шириною 70 мм. наклеєних з кроком 100 мм. (рис. 3). Вимірювання деформацій елемента підсилення проводили в поздовжньому напрямку за допомогою мікроіндикаторів годинникового типу (рис. 3).

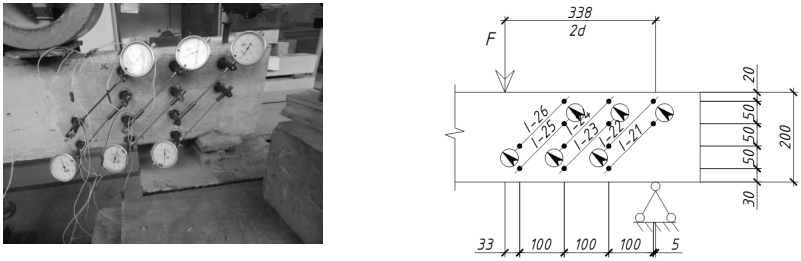


Рис. 2. Схема розміщення приладів в приопорні зоні.

Рис. 3. Похилий переріз підсилений системою FRCM з розташованими вимірювальними приладами.

Підсилення похилих перерізів залізобетонних балок проводили при наявності початкового навантаження, а саме 0.3, 0.5, 0.7 від несучої здатності похилого перерізу контрольної не підсиленої залізобетонної балки.

Для балок прийнято наступне маркування: БЗ – балка випробувана без підсилення ("звичайна"), БПК – балка підсилена композитними матеріалами, перша цифра - номер серії, друга цифра – номер зразка, після тире зазначено рівень навантаження від несучої здатності контрольних взірців, при якому відбувалось підсилення (0,3; 0,5 або 0,7). Додатково для ідентифікації дослідних перерізів в кожній балці використано третю цифру (1 або 2).

Результати експериментальних досліджень

За результатами експериментальних досліджень було встановлено максимальне збільшення на 19% несучої здатності похилого перерізу залізобетонних балок, підсилених без наявності попереднього навантаження (див. табл.1).

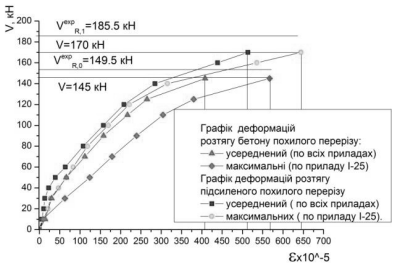
Табл. 1.

Результати експериментальних досліджень несучої здатності похилих перерізів.

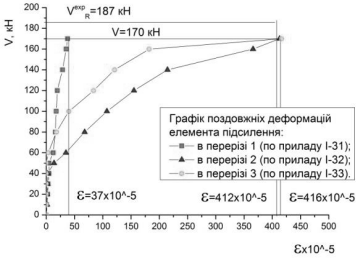
Тип дослідної балки	№ похилого перерізу	Клас бетону, МПа	Відносний проліт зрізу a/d	Несуча здатність з.б. балки на зріз, кН	Середнє значення несучої здатності, кН	Ефект підсилення, %
БЗ 2.1	БЗ 2.1.1	С32/40	2	152	149,5	-
	БЗ 2.1.2			147		
БПК 2.1	БПК 2.1.1			187	185,5	19
	БПК 2.1.2			184		
БПК 2.2-0,3	БПК 2.2.1-0,3			181	180	17
	БПК 2.2.2-0,3			179		
БПК 2.3-0,5	БПК 2.3.1-0,5			176,5	178,25	16
	БПК 2.3.2-0,5			180		
БПК 2.4-0,7	БПК 2.4.1-0,7			169	171	13
	БПК 2.4.2-0,7			173		

Аналізуючи дані наведені в табл. 1 можна зробити висновок що несуча здатність похилих перерізів балок підсилених системою FRCM зменшується з збільшенням рівня навантаження при якому відбувалося підсилення. Зокрема падіння ефекту підсилення складає з 19% до 13% в залежності від величини діючого на час підсилення рівня навантаження.

Результати заміру деформацій розтягу бетону похилих перерізів залізобетонних балок наведено на графіках (рис 4а…7а). Максимальні відносні деформації розтягу бетону похилого перерізу залишились в тих самих межах – близько $600…700\times10^{-5}$ (табл.2), проте слід зауважити, що несуча здатність похилого перерізу підсилених балок зросла (табл. 1).



а



б

Рис.4. Характерні графіки деформацій бетону (а) та елементу підсилення (б) похилого перерізу на прикладі балки БПК 2.1.1

Приріст деформацій розтягу похилого перерізу зменшився, спостерігається стримування розвитку деформацій після застосування FRCM тканини, що призводить не до крихкого руйнування, а до пластичного руйнування балки - без відколювання частин бетону. Це сприяє додатковій безпеці людей, що можуть опинитися у зоні руйнування балок.

Табл. 2.

Результати експериментальних досліджень деформативності похилих перерізів.

Тип дослідної балки	№ похилого перерізу	Середнє значення деформацій розтягу по всіх приладах	Усереднене значення середніх деформацій розтягу по всіх приладах	Деформації розтягу похилого перерізу (прилад I-25)	Середнє значення деформацій розтягу	Максимальні деформації розтягу елемента підсилення	Усереднене значення деформацій елемента підсилення
БЗ 2.1	БЗ 2.1.1	408	504	567	605	-	-
	БЗ 2.1.2	600		643		-	
БПК 2.1	БПК 2.1.1	513	525	644	664	416	423,5
	БПК 2.1.2	537		684		431	
БПК 2.2-0,3	БПК 2.2.1-0,3	513	554	544	562	593	569
	БПК 2.2.2-0,3	595		580		545	
БПК 2.3-0,5	БПК 2.3.1-0,5	577	546	778	711	369	380
	БПК 2.3.2-0,5	514		645		391	
БПК 2.4-0,7	БПК 2.4.1-0,7	559	620	618	656	225	195
	БПК 2.4.2-0,7	680		693		165	

Деформації елемента підсилення є максимальні при рівні підсилення 0,3 від несучої здатності похилого перерізу залізобетонної балки ($\varepsilon=569\times10^{-5}$, рис. 4,б).

Такий ефект пов'язаний з включенням в роботу системи підсилення перед розкриттям похилої тріщини. Із збільшенням рівня діючого на час підсилення навантаження максимальні деформації елемента підсилення зменшилися від $\varepsilon=569\times10^{-5}$ до $\varepsilon=195\times10^{-5}$ (табл. 2).

Висновки

1. Система FRCM зменшує інтенсивність приросту деформацій, збільшуючи несучу здатність похилого перерізу залізобетонних балок.
2. Найбільшого ефекту підсилення похилих перерізів було досягнуто при підсилення балок без наявності початкового навантаження – на 19%.
3. З збільшенням рівня початкового навантаження ефект підсилення похилих перерізів зменшується від 19% до 13%.
4. Відмічено зміну від крихкого до пластичного характеру руйнування похилого перерізу залізобетонної балки підсиленої FRCM тканиною.
5. Із збільшенням рівня початкового навантаження знижується ефективність використання елемента підсилення – максимальні деформації зменшуються від 569×10^{-5} до 195×10^{-5}.

Література

1. Борисюк О.П. Міцність жорсткість та тріщиностійкість нормальних перерізів залізобетонних балок підсилених композитними матеріалами. /О.П. Борисюк, О.П. Конончук О.П. // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво) ПолтНТУ. – 2012. – Вип.2(32),т.2. – С. 1-10. 2. Конончук О.П. Результати експериментальних досліджень залізобетонних балок підсилених композитними матеріалами /О.П. Конончук // Ресурсоекономні матеріали будівлі та споруди. Збірник наукових праць. – 2012. − Випуск 23. – С. 479−486. 3. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону.: ДСТУ Б.В.2.6-156:2010. - [чинний від 2011-06-01]. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118с. - (Національний стандарт України). 4. Бетонні та залізобетонні конструкції.: ДБН В.2.6-98:2009. – [чинний від 2011-06-01]. - К.: Мінрегіонбуд України , 2011. – 71 с. – (Національний стандарт України). 5. Вегера П.І. Оптимізація методики експериментальних досліджень похилих перерізів залізобетонних балок /П.І. Вегера, Р.Є. Хміль, Бліхарський З.Я. // Вісник Національного університету «Львівська політехніка»: Теорія і практика будівництва. – Львів,2015. - №823. С.38-43.

УДК 623.133 (351.865, 69.001.5)

к.т.н, доц. **Білик А.С.,**
КНУБА, експерт Міністерства Оборони України з питань
фортифікації (2015),
ас. **Пікуль А.В.,** ас. **Нужний В.В.,**
Київський національний університет будівництва і архітектури
Шайдюк М.В.,
«Varta-S»

КАФЕДРА МЕТАЛЕВИХ І ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ КНУБА ДЛЯ ЗАХИСТУ БАТЬКІВЩИНИ

Стаття описує ключову діяльність кафедри МДК КНУБА у забезпеченні національної безпеки країни, зокрема, участь у проектуванні фортифікаційних споруд передової лінії оборони на Сході України в 2015 році.

Paper describes key activities of the metal and timber structures chair of KNUCA in a goal to ensuring national security, including a participation in designing of fortifications front defense line in the East of Ukraine in 2015.

Вступ. Сталеві конструкції складають основу сучасної прогресивної цивілізації, забезпечують надійність та фізичну можливість реалізації найскладніших проектів в усіх сферах народного господарства країни. Однією із таких сфер є безпека. Кафедра металевих і дерев'яних конструкцій КНУБА має довгу історію роботи для стратегічного сектору. Співробітники кафедри будували бомбові заводи під час ІІ світової війни, розробляли проекти гірничої галузі, бурових платформ, гелікоптерних майданчиків тощо [1].

Основний матеріал. Новітня історія роботи кафедри на оборонну промисловість бере початок у 2010 році, із розробкою для Міноборони України кузову типу «Кунг» для автомобілю КрАЗ-6322. Призначення кузову було для модифікації сучасної автоматизованої станції пасивної радіотехнічної розвідки. Задача ускладнювалася тим, що внутрішнє обладнання проектувалося паралельно, а також необхідно було врахувати технологічні обмеження, пов’язані із виготовленням, кантуванням кунгу та транспортуванням спорядженого автомобіля на залізничній платформі. У 2011 році був виконаний

проект, а експериментальний зразок кузова був завершений і успішно пройшов первинні випробування із масогабаритними макетами обладнання (Рис.1).

Рис.1. Кунг в процесі виробництва та РЛС у розгорнутому стані

Після початку російської агресії всі дії патріотичних сил країни спрямувалися на захист Батьківщини. Кафедра металевих і дерев'яних конструкцій КНУБА не лишилася осторонь. Навесні та влітку 2014 р. **під керівництвом зав. кафедри д.т.н, професора Білика С.І.** та доцента, к.т.н. Білика А.С. разом з волонтерськими організаціями було проведено понад 60 експериментів із бронестійкості різних сталей, встановлено раціональні вітчизняні сталі 30ХГСА та 40Х13, їх режими гартування (рис.2).

Рис.2. Експерименти із бронестійкості сталей на дію різних типів боєприпасів

Також були досліджені закордонні марки сталі: Ramor, Millux та Armox і раціональні товщини пластин для різних класів бронестійкості бронежилетів. Кінцева товщина сталей типу Ramor 550 та ін. була визначена 5,9 мм з

урахуванням можливостей використання супротивником куль підвищеної пробиваності (модифікованих, ППМ) із загостреними осердями із гартованої високоміцної сталі 70 (межа міцності понад 1030 МПа), від калібрів 5.45 і вище.

Окрім того, були проведені експерименти із визначення раціонального пластикового матеріалу для захисту від заперешкодної дії кулі при влученні у бронежилет, кількості шарів, та їх конфігурації. Внаслідок досліджень були визначені типи вітчизняного а також імпортного пара-араміду (кевлару) та тварону. Вперше в Україні було вироблено і досліджено т.зв. металокерамічні композитні пластини із застосуванням пластико-кераміки «Linex» (США), для зменшення рикошетної дії кулі при влученні (рис. 3). З цією метою і для протиосколкового захисту було застосовано спеціальні поліамідні і кевларові пакети. Зрештою із компанією «Varta-S» було розроблено моделі бронежилетів що враховували провідний закордонний досвід і вітчизняну специфіку бою.

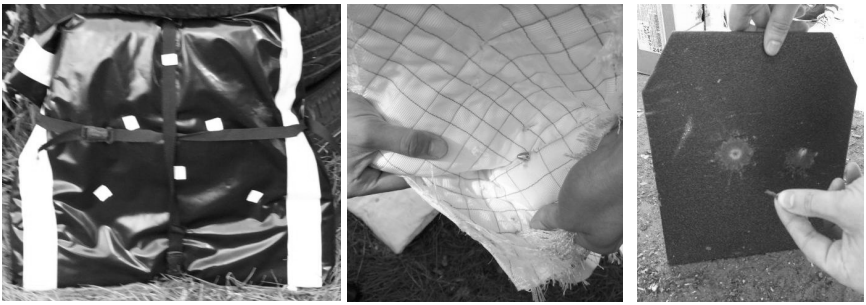


Рис.3. Експерименти із пластиковими та композитними матеріалами захисту

Так, зокрема було розроблено кілька моделей бронежилетів (Plate Carrier), захисні пояси (Battle Belt), рюкзаки, оснащення у вигляді підсумків, аксесуарів тощо. Налагоджений випуск дозволив оснащати індивідуальними засобами захисту понад 300 військових, що проходили службу в зоні АТО (рис. 4).

Рис.4. Деякі типи розроблених за участю катедри комплектів та виробів індивідуального захисту

Проведені дослідження дозволили застосувати влітку 2014 р. бронеелементи для оснащення машин допоміжного складу для ЗСУ, закуплених волонтерськими організаціями. У квітні 2014 надано консультацію батальону «Азов» при бронюванні Камаза для визволення м.Маріуполь. Також були розроблені проекти бронезахисних елементів для кулеметних турелей стаціонарного і автомобільного базування, штурмових щитів тощо.

Окрім індивідуального захисту, іще з початку військових дій гостро стояло питання мобільного облаштування позицій і блокпостів. Існуючі само організовані укріплення із мішків з піском та бетонних фундаментних блоків не могли забезпечити ефективний захист проти ураження крупнокаліберними та бронебійними стрільнами – кулями 5.45ППМ, 7.62Б3, 12.7Б3, 14.5Б3, кумулятивними гранатами. Враховуючи провідний закордонний досвід, катедрою МДК із літа 2014 року було розроблено і прийнято участь у виробленні захисних споруд із металевих сіток - «габіонів», аналогів. Розробку і виготовлення було здійснено спільно та за підтримки організацій «Varta-S», «Народний Тил», ТОВ «Центр Сітка» та ін. При цьому було розроблено оригінальну конструкцію, що враховувала особливості промисловості вітчизняної зварної сітки та використання суцільного незаймистого ПВХ-геотекстилю підвищеної міцності, що збільшувало строк експлуатації габіонів при дії оточуючого середовища та живучість при частковому ураженні. Для розробки було здійснено необхідні розрахунки і проведено два натурних повномасштабних експерименти - на полігоні танкової частини «Десна» під

Києвом і на полігоні батальйону «Азов» в Гурзуфі Запорізької області (рис. 5). Випробування засвідчили раціональність застосування чарунки 70мм перед чарункою 100мм при діаметрі дроту Вр-1 номінально 4мм, за критерієм живучості та руйнування зварних точок. При цьому враховано, що згущення сітки впливає на збільшення імовірності руйнування кумулятивного стрільна до реалізації детонатора на поверхні [2]. У експериментах за участю катедри було також встановлено, що однорядні габіони (висотою 1,4 м, шириною 1.1 м) витримують всі типи стрілецької зброї та уламки при неодноразовому ураженні, а два ряди – кумулятивні і осколково-фугасні стрільна ручних гранатометів та БТР. У подальшому виготовлені габіони були встановлені на блокпостах під м.Маріуполь і Дебальцеве, надані волонтерським організаціям. Співвідношення швидкості улаштування до компактності та вартості габіонів свідчать про них як найбільш ефективний засіб мобільної фортифікації. При цьому модульність габіонів дозволяє улаштовувати різні конфігурації укриттів і майже не потребує техніки. Окрім військового - для захисту людей, будівель, техніки, організацій укріпрайонів, кордонів, блокпостів тощо, габіони мають інженерне застосування – для захисту від повеней, штормів та зсувів ґрунту.

Рис.5. Проведення натурних випробувань (три осколково-фугасні 100мм і два кумулятивні влучення 70мм) та спорудження рубежів із габіонів в зоні АТО

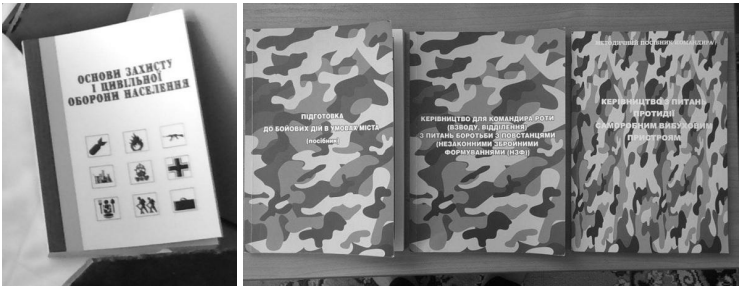


Рис.6. Література, випущена частково за сприяння катедри

Враховуючи тотальну відсутність методологічного забезпечення армії та населення для умов що склалися, зусиллями кафедри спільно із громадськими і волонтерськими організаціями та Управлінням Сухопутних Військ було випущено ряд публікацій, зокрема посібники «Основи захисту і цивільної оборони населення» (Білик А.С., Леончук І.В.) [3], «Керівництво із питань протидії саморобним вибуховим пристроям» [4], памятку «Бойовий стрес» та ін., які гуманітарно постачалися у зону АТО (рис. 6).

Захист цивільного населення як у зоні бойових дій так і на території, що мала підвищений ризик, у містах що ставали об’єктами терактів тощо, потребував конкретних дій. Так співпрацюючи із Київрадою (депутат О.Галушка) у 2014р. було внесено ряд пропозицій, що включали ефективні дії у сфері цивільного захисту населення м.Києва від небезпечних наслідків аварій і катастроф техногенного, природного та воєнного характеру, зокрема: при новій забудові у видавати містобудівні умови та обмеження з урахуванням розробки окремого розширеного розділу «цивільний захист» до проектів відповідно до ДСТУ Б А.2.2-7:2010, включити необхідність улаштування сховищ; провести розширену перевірку існуючих сховищ на укриттів ЦЗ, у тому числі перевірити існуючі паркінги, підвали, підземні переходи та інші споруди, придатні під укриття від факторів НС різного ступеню уражуючої дії згідно нормативних документів ЦЗ; всі будівлі та споруди у місті, що відносяться до максимального класу наслідків СС3 відповідно до ДБН В.1.2-14:2009, а також будівлі висотою понад 73,5 м укомплектувати додатково системами раннього оповіщення

відповідно до ДБН В.2.5-76:2014 та окремими план-заходами дій на випадок НС; відновити мережу відповідно обладнаних сховищ; укріплення будівель тощо. Висловлені пропозиції частково знайшли відображення у Рішенні «Про заходи попередження та інформування населення від небезпечних наслідків аварій і катастроф техногенного, екологічного, природного та воєнного характеру під час проведення АТО» прийнятому Київрадою 25.12.2014р. На жаль більшість практичних дій згідно постанови досі так і не було здійснено.

В 2015 році у рамках співпраці із батальйоном «Азов» було здійснено технічне обстеження конструкцій будівель заводу «Атек». За його результатами розроблено і реалізовано рекомендації та конструктивні рішення підсилення елементів будівель на його території для пристосування під ремонтно-технічну і тренувальну базу батальйону. Розроблений і захищений у 2015 році дипломником кафедри О.Башинським дипломний проект «Навчальний тренувальний Центр» втілив ключові положення концепції Тренінгового центру батальйону «Азов» (школи сержантів за прикладом Ізраїлю та США).

Також спираючись на теоретичні та експериментальні дослідження та досвід кафедри [5-6] у реалізації проектів тонкостінних сталевих оболонок для народного господарства, було розроблено концепцію застосування сталевих аркових ангарів для ВСУ за типом МІС (США). Продуктивність таких типів споруд складає понад 100м.кв./доба а транспортні витрати – мінімальні, так як усі профілі прокатують безпосередньо на майданчику (рис.7).

Рис. 7. Виробничі та авіаційні ангари, реалізовані кафедрою, приклад застосування ВВС США

У 2015-2016 рр. співробітник катедри, ас. Анатолій Володимирович Пікуль був призваний до служби у лавах ЗСУ. Маючи досвід програмування як інженер-аналітик ТОВ "ЛІРА-САПР", А.В.Пікуль організував і рік забезпечував електронну систему обліку Яворівського полігону, що вможливлює опрацювання значної кількості інформації та прискорює розподіл військовослужбовців в 3-5 разів.

В лютому-березні 2015 року в рамках співпраці із організаціями «Аеророзвідка», «Varta-S», УНДЦА «Зонд» при ФАКС НТУУ «КПІ» була розроблена концепція малогабаритного розвідного аеростату із пластиковою оболонкою та наповненням гелієм (Білик А., Миронов М., Шайдюк М. та ін.). Аеростат піднімає на необхідну висоту засоби спостереження, або радіозв'язку, забезпечує непомітність довгого тривалого спостереження. Такі аеростати не видимі для ПВО, важко помітні візуально, мають високу живучість, тривале перебування в повітрі, для них не потрібні навички пілота а вартість та експлуатація дешевше за дрони. При висоті підйому до 150 м і шв. вітру до 10 м/с вони можуть піднімати обладнання до 1.5 кг, а живлення відбувається із землі (рис.8). Випробування експериментального зразка на базі Аеророзвідки засвідчили ефективність розробки та високі технічні показники. Також, аеростати можна використати для задач пропаганди, метеорозвідки тощо.

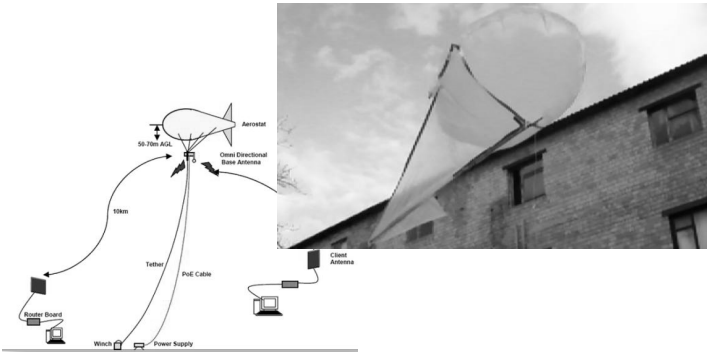


Рис. 8. Приклад концепції та успішні випробування експериментального аеростату

В березні 2015 р. на запрошення асоціації волонтерських організацій, почалася нова взаємодія із Міністерством оборони України. Під керівництвом заст. міністра Ю.В.Гусєва спільно із Волонтерським десантом МО , ЦПІ МО та Центральним науково-дослідним інститутом Збройних Сил України прийнято участь у розробці Проекту «Будівництво інженерних споруд з метою зміцнення обороноздатності держави». Проект складався із 330 взводних опорних пунктів (ВОП), розміщених вздовж умовної лінії зіткнення із супротивником в секторах А, Б, С і М а також на напрямках імовірного наступу ворога. Кожен з ВОП мав командно-спостережний пункт (КП), три вогневі споруди (ВС), два малих і три великих бліндажі (УФС), окопи для техніки і позиції ведення вогню а також сполучні траншеї з перекритими ділянками, укриття для екіпажів. В ході співпраці було надано консультації Генштабу із раціонального розташування взводних опорних пунктів у секторі М; здійснено рецензію та подано пропозиції щодо доповнення та внесення змін до «Керівництва з улаштування інженерних загороджень підрозділами МОУ та ЗСУ». Розрахунки було здійснено за допомогою програм МСЕ і оптимізаційних методик катедри МДК. Загалом було вироблено понад 40 пропозицій, з яких більшість були враховані у кінцевому варіанті споруди. Споруди, виготовлені з урахуванням були випробувані на Житомирському полігоні (рис.10). Випробування показали забезпеченість основних показників, зокрема щодо живучості на навісні прямі влучення 120 мм мін. За результатами випробувань також були внесені пропозиції щодо покращення захисних параметрів, зокрема бронешторок (рис.11), протикумулятивних екранів тощо.

Рис. 9. Натурні випробування вогневих споруд на Житомирському полігоні: початковий вигляд, руйнування на знищення настильним влученням із САУ

Пізніше у 2015 році було здійснено окремий авторський нагляд за спорудженням і реалізацією Проекту у зоні АТО в секторах (доц. Білик А.С.), розроблено і прийнято участь у виробленні металевих бронеелементів вогневих споруд із унікальною композитною конструкцією. Реальні випробування боєм показали достовірність розрахунків, зокрема живучість споруд ведення вогню на пряме влучення 120 мм стрільна (рис.10).

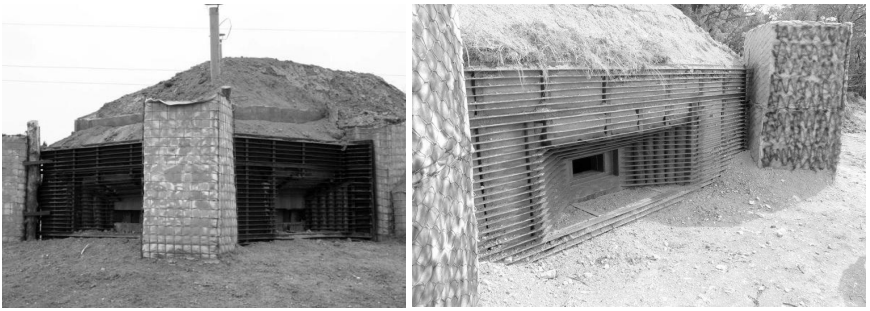


Рис. 10. Реалізовані вогневі споруди ВОП згідно покращеного проекту

Рис. 11. Розроблені композитні бронешторки ВС і бронековпаки МОС-2

Також кафедрою було прийнято від МО участь у експертизі та придатності використання і лабораторному аналізу металевих бронековпаків вогневих споруд для передової лінії оборони взводних опорних пунктів. В подальшому ПрАТ «Укрстальконструкція» було вироблено понад 300 ковпаків (рис.11), які були встановлені на ділянках, де неможливе використання техніки. У 2015-2016 році було також розроблено і реалізовано проект відновлення покриттів складів техніки танкової частини «Десна» (ас. кафедри Коваленко А., Шпинда В.)

Висновки: Український досвід є унікальним, адже війна, яку проти нас розв'язала Росія не має аналогів за інтенсивністю ведення обстрілів, залученням техніки, сучасних систем озброєнь та розвідки у XXI сторіччі. Це вимагає новаторських вирішень, стратегії та тактики ведення бою, нових, експериментальних споруд. Наша система безпеки потребує розробки типових конструктивних рішень щодо локального захисту елементів та вузлів існуючих будівель та споруд від аварійних дій, розробки загальних систем забезпечення живучості, рекомендацій та нормативних документів щодо проектування будівель і споруд підвищеної безпеки (державних норм «Проектування та забезпечення конструктивної безпеки будівель і споруд в умовах терористичної загрози»), розробки і впровадження універсальних систем захисту, бронеелементів, мобільних споруд, фортифікацій, вдосконалення існуючих та створення нових перспективних рішень. Слід ініціювати програму збирання та

акумулювання даних щодо пошкодження будівель і споруд від терактів, вибухів та інших екстремальних дій для систематизації і вироблення моделей деградації конструкцій та ефективних систем захисту. І в цьому досвід, який напрацьований кафедрою МДК КНУБА може послугувати для подальших досліджень і впроваджень у різні сфери, як цивільного так і військового напряму. Українська металобудівна галузь має значний потенціал і готова працювати для укріплення обороноздатності та національної безпеки країни.

Література

1. Жербин М. М. Техника и музыка - основа моей жизни - К. : «Україна», 2011 - 182 с.
2. Концепція побудови бойових броньованих машин з підвищеним рівнем протимінного захисту // Бісик С.П. Перспективи розвитку озброєння та військової техніки сухопутних військ - Збірник тез 14-15 травня 2015 р – С.15-16.
3. Основи захисту і цивільної оборони населення» / Білик А.С., Леончук І.В. – К: Оріон-В, 2014 -177 с.
4. Керівництво із питань протидії саморобним вибуховим пристроям /Методичний посібник командира, Партнерство заради миру, Zond, К.:2014 – 111с.
5. Білик А.С. Оптимальний вибір конструкцій з дискретно змінною схемою навантаження // Зб.наук. пр. Укр.Інст.стал. констр. ім. В.М. Шимановського. – Вип. 14, 2014 р. - С. 70-78.
6. Білик А.С., Лапонов М.В. /Визначення геометричних характеристик холодно формованих тонкостінних аркових профілів // Зб.наук. пр. Укр.Інст.стал.констр. ім. В.М. Шимановського. – Вип. 9, 2012 р. - С. 193-204.
7. I. Horsfall, N. Ehsan, W. Bishop: A Comparison of the Performance of Various Light Armour Piercing Ammunition. Journal of Battlefield Technology, vol. 3, No. 3, 11/2000
8. Field Manual No. 5-103 *FM 5-103 Headq. Dep. of the Army Washington, DC, 10/6/1985
9. Наставление для инженерных войск ПФ-43 .Ч.2. 1946 - 363 с.

УДК 624.014

аспірант **Семчук І.Ю.,** к.т.н. **Нілова Т.О.,**
Київський національний університет будівництва і архітектури

МІСЦЕВА СТІЙКІСТЬ СТІНОК ПОПЕРЕЧНО ГОФРОВАНИХ БАЛОК ПРИ ДІЇ ЛОКАЛЬНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

Викладаються результати чисельного дослідження місцевої стійкості гофрованої стінки сталевої балки при дії зосередженого навантаження. Розроблена методика для визначення форм втрати місцевої стійкості поперечно гофрованої стінки.

It's presented results of numerical investigation of local stability of corrugated web in steel beam under local load. It's developed the methodology for finding modes of local buckling of corrugated web.

Ключові слова: гофрована балка, місцева стійкість стінки, коефіцієнт запасу стійкості.

Сталеві двотаврові елементи з поперечно-гофрованими стінками (ПГС) синусоїдної форми знаходять дедалі більшого поширення в практиці будівництва. Найбільшого використання вони знайшли в легких каркасах виробничих будівель, де вони використовуються в ригелях з прольотами до 30 м включно, а також, в меншій мірі, – в колонах.

Існуючі методи розрахунку гофрованих стінок на стійкість базуються на досить загальних передумовах, і до теперішнього часу не існує універсального обґрунтованого методу вирішення задачі стійкості гофрованої стінки із різними формами та параметрами гофрів. Відомі методи наближені та, найчастіше, вони розроблені для оцінки стійкості гофрованих стінок з обмеженою номенклатурою форм і геометрією гофрів.

У даній статті дослідження місцевої стійкості гофрованої стінки проводилося на фізико-математичних моделях, побудованих згідно сортаменту гофрованих балок компанії Zeman. Розглядалися моделі зі стінками товщиною t_w = 2,0; 2,5; 3,0 мм і висотою h_w = 500; 750; 1000; 1250; 1500 мм та поясом ши-

риною $b_f = 300$ мм і товщиною $t_f = 8$ мм. Довжина всіх моделей була прийнята 1860 мм.

Виходячи з досвіду проектування, у переважній більшості випадків ширина полиць прогонів (холодногнутих швелерів і Z-профілів, а також прокатних швелерів і двотаврів) не перевищує 75…80 мм, що послужило основою для прийняття в даній роботі ширини розподілення зосередженого навантаження.

Моделі балок були завантажені зосередженою силою, котра розподілялася на площадці довжиною 78 мм (довжина півхвилі гофра) та шириною 40 мм з інтенсивністю 17455 кН/м^2. Навантаження прикладалося посередині балок таким чином, що рівнодіюча сила приходилася на зміну кривини гофра (рис. 1).

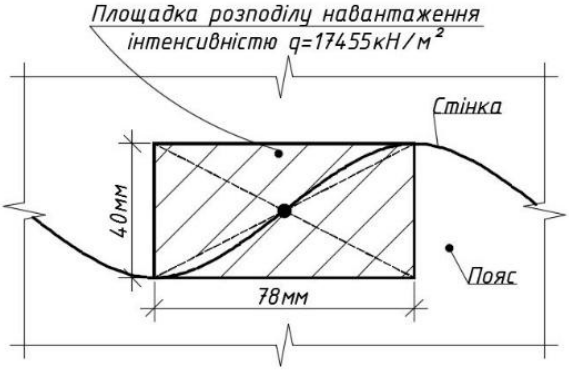


Рис. 1 Схема прикладення навантаження на балку

Розрахунок балок виконувався в програмному комплексі ЛІРА 10.4. Балки моделювалися скінченними елементами тонкої оболонки (№42, №44). Всі розрахунки виконувалися в припущенні пружної роботи сталі. В якості матеріалу конструкції була прийнята сталь С285.

Основними критеріями, на котрі робився акцент при аналізі отриманих результатів, є коефіцієнт запасу стійкості та форма втрати стійкості (рис. 2 і рис. 3).

Таблиця 1

Залежність коефіцієнта запасу стійкості та форми втрати стійкості від геометричних параметрів стінки

Висота стінки h_w, мм	Товщина стінки t_w, мм	За допомогою ПК ЛІРА 10.4				Ефективна довжина прикладення навантаження l_{ef} (м)	Модуль пружності E, Мпа	Опір сталі стінки за межею текучості R_{yw}, МПа
		Форма втрати стійкості	Коефіцієнт запасу стійкості v_{cr}	σ_{loc} (МПа)	$\sigma_{loc.\ cr}$ (МПа)			
500	2	місцева	5.9276	344.59	2042.59	0.10	206000	280
	2.5	місцева	10.205	283.05	2888.53			
	3	місцева	15.939	240.13	3827.43			
750	2	місцева	5.8901	346.07	2038.39			
	2.5	місцева	10.134	284.06	2878.66			
	3	місцева	15.826	240.79	3810.74			
1000	2	місцева	5.8999	346.8	2046.09			
	2.5	місцева	10.147	284.45	2886.31			
	3	місцева	15.843	240.97	3817.69			
1250	2	місцева	5.9165	347.07	2053.44			
	2.5	місцева	10.168	284.51	2892.90			
	3	загальна	13.253	240.94	3193.18			
1500	2	місцева	5.9286	347.07	2057.64			
	2.5	загальна	8.6754	284.43	2467.54			
	3	загальна	10.797	240.87	2600.67			

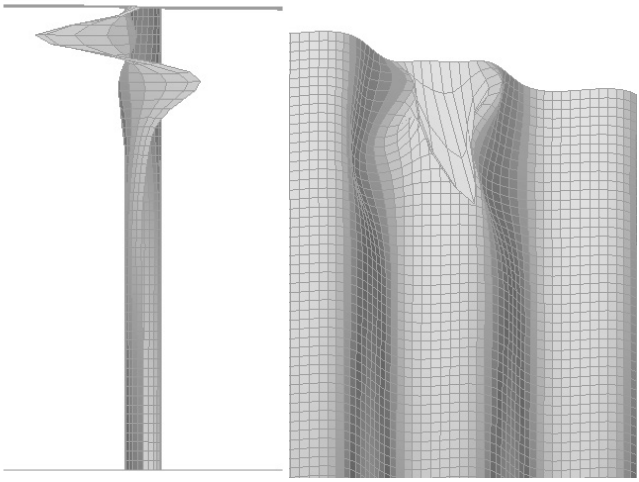


Рис. 2 Місцева втрата стійкості стінки

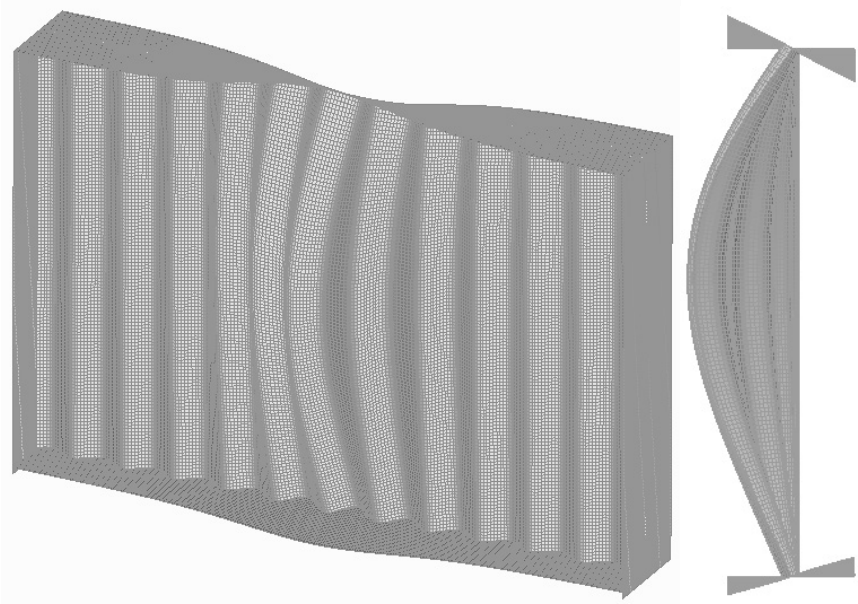


Рис. 3 Загальна втрата стійкості стінки

Встановлено [3], що локальна втрата стійкості гофрованої стінки проходить в зоні сполучення стінки із верхнім поясом на ділянці в межах $(50 \div 60) \cdot t_w$.

Спостерігається дві форми втрати стійкості стінки: перша, місцева, відбувається за одною складкою – вм'ятиною на панелі гофра, друга, загальна, – утворюється випинання декількох панелей гофра разом із закрученням поясу. Друга форма втрати стійкості спостерігається у балках з високою стінкою (h_w = 1250; 1500 мм). Форма втрати стійкості і величина критичних навантажень, перш за все, визначаються розташуванням зосередженої сили відносно направляючої гофрування. Якщо сила прикладена із ексцентриситетом в межах гофра ($e \le 0{,}5f$, де e – ексцентриситет, f – амплітуда гофра), то критичне навантаження або менше, або таке ж як у випадку центрального прикладення навантаження, якщо ж $e > 0{,}5f$, то критичне навантаження різко падає.

Література

[1] *ДБН В.2.6-198-2014*. Сталеві конструкції. Норми проектування – К.: Мінрегіон України, 2014. – 205 с. – Чинні з 1.01.2015.

[2] *Eurocode 3*: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.

[3] *Барановская С.Г.* Прочность и устойчивость гофрированной стенки стальной двутавровой балки в зоне приложения сосредоточенных нагрузок: Автореф. дис. … канд. техн. наук /НИСИ. – Новосибирск, 1990. – 19 с.

[4] *Novák, R.* – Macháček, J.: Design resistance of undulating webs under patch loading. Proc.Conf. CIMS'2000, Lisbon, 2000, s. 371-378

УДК 624.21.004.69

д.т.н., професор **Демчина Б.Г.,**
PWSTE, м. Ярослав, Польща
аспірант **Іваник Ю.І.,**
НУ «Львівська політехніка»

ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ ШПРЕНГЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ В УМОВАХ ПОСТАДІЙНОЇ РОБОТИ

Розроблена методика розрахунку зусиль в статично невизначених комбінованих конструкціях при зміні положення математичної осі в балці жорсткості, що дозволяє на початковій стадії проектування моделювати напружено-деформований стан в елементах комбінованих конструкцій.

Ключові слова: пружна вісь, сталезалізобетонні конструкції, рівняння нерозривності деформацій.

Calculation of composite building structures shall be conducted in stages. Before concrete gains strength of monolithic slab, metal structure is the only to carry loading of its own weight, however after that composite reinforced concrete band carries the whole calculated loading where axis position get to change.

The article describes main principles of the technique of installation of imaginary hinges for the purpose of calculation of forces in static indefinite continuous structures under conditions of position change of mathematical axis in stiffening girder allowing to simulate the stress-strain state in the elements of combined structures at the initial design stage. This technique is used for the purpose of calculation and analysis of the results for combined structure with composite reinforced concrete top band and steel suspension with due consideration of its operation staging.

Key words: resilient axis, composite constructions, equation of continuity strain.

Мета роботи. Ціллю регулювання напруженого стану будівельних конструкцій є покращення раціональних рішень і технологічних процесів, їх виготовлення, монтажу та роботи при навантаженні. Проблема ж регулювання рівнонапруженого стану в елементах конструкцій на стадії проектування полягає в використанні методики розрахунку. Одним з напрямків вирішення задачі є використання методу, розробленого й апробованого на плоских перехресно-ребристих системах [1].

Постановка проблеми. Комбіновані континуальні плитно-балочні системи при розрахунках найбільш часто замінюють спрощеними дискретними фізичними моделями у вигляді стержневої статично невизначеної системи, елементи якої представляють геометричні осі балки і елементів підвіски, жорсткість яких у статичній схемі відповідає їхнім фактичним жорсткостям.

Розглянемо сталезалізобетонну конструкцію, що складається з $n=2$ поздовжніх металевих статично невизначених комбінованих конструкцій, які об'єднані в сумісну просторову роботу за допомогою монолітної залізобетонної плити (рис.1).

Окремо взята комбінована металева статично невизначена конструкція, що складається з балки жорсткості і елементів ферми, завантажена рівномірно розподіленим навантаженням q. Схема завантаження конструкції показана на рис.2. У результаті деформацій балки під навантаженням у статично невизначеній конструкції виникають не тільки зусилля, а й змінюється положення пружної осі балки і відповідно всіх вузлів ферми (рис.3).

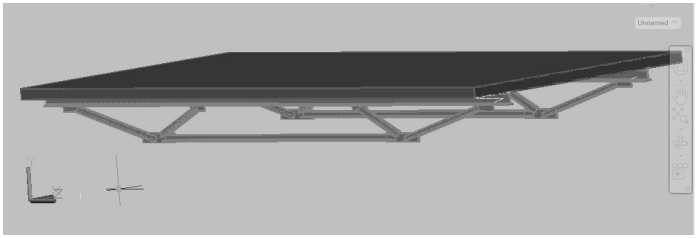


Рис. 1. Просторова комбінована статично невизначена сталезалізобетонна конструкція

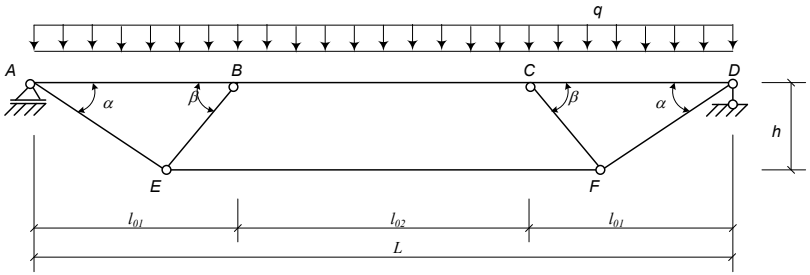


Рис.2. Вигляд комбінованої статично невизначеної конструкції

Методика розрахунку. Для подальшого розв'язку системи використаємо методику введення уявних шарнірів [1] для характерних в системі перерізів – в місцях можливих максимальних моментів в середніх частинах прольотів l_{01} і l_{02}. Розрахункова схема такої конструкції матиме вигляд, відображений на рис.3.

Розрахункова схема системи при введенні в верхньому поясі уявних шарнірів змодельована як конструкція, в якій у верхньому поясі основними зусиллями є невідомі згинальні моменти, поперечні і поздовжні сили, в нижній частині ферми виникають лише поздовжні зусилля (рис.3).

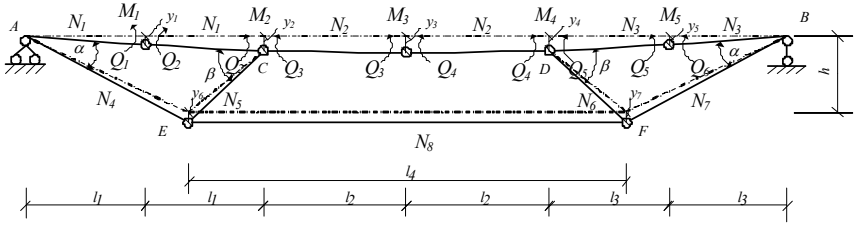


Рис.3. Розрахункова схема комбінованої конструкції.

В результаті деформацій комбінованої статично невизначеної конструкції під навантаженням змінюється положення її пружної осі. Позначимо через *n=0,..,i* кількість характерних перерізів балки, в яких прикладені зовнішні навантаження або змінюються жорсткісні характеристики.

Запропонована методика базується на заміні фактичної пружної зігнутої осі балки на фіктивну з введенням уявних шарнірів з одночасним прикладанням згинаючих моментів в характерних точках, яким в реальній балці відповідають точки прикладання зовнішніх сил або перерізи зміни жорсткісних характеристик. Пружну зігнуту вісь зобразимо як вісь з *n =0,..,i* кількістю проміжних шарнірів, які внаслідок деформації змістились в вертикальному напрямі відповідно на величину $y_{пр}$ *(n=0,...,i)*. Виникнення згинальних моментів

M_n, поперечних сил Q_m ($m=1,...,i$), поздовжніх сил N_m приймаємо як наслідок переміщення y_n точок (вузлів) пружної осі балки (рис.4).

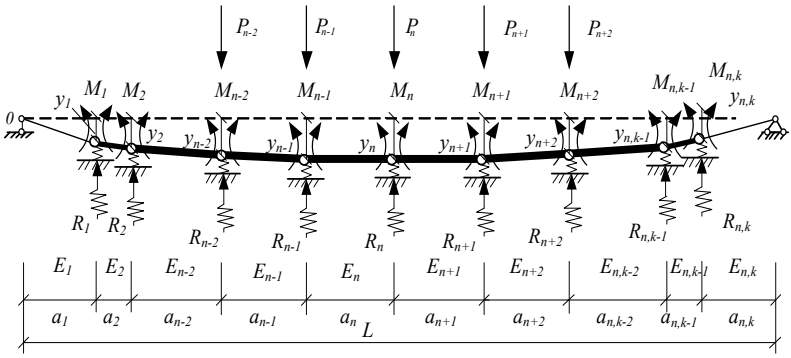


Рис.4. Розрахункова схема балки-жорсткості в деформованому стані

Кут взаємного повороту перерізів, які прилягають до ***n***-ого уявного шарніра, викликаний згинальними моментами M_{n-1}, M_n, M_{n+1}, запишемо у вигляді:

$$\Delta_{nM} = M_{n-1}*\delta_{n,n-1} + M_n*\delta_{n,n} + M_{n+1}*\delta_{n,n+1} \qquad (1)$$

Рівняння нерозривності деформацій (рівняння *i*-тих зусиль), які відображають взаємозалежність невідомих згинальних моментів по довжині балки жорсткості, невідомих поздовжніх сил в елементах конструкції та вертикальних переміщень всіх вузлів комбінованої конструкції, матимуть вигляд (2):

$$\delta_{11}X_1+\delta_{12}X_2+\delta_{13}X_3+\delta_{14}X_4+\delta_{15}X_5+\delta_{16}X_6+\delta_{17}X_7-\frac{2y_1}{l_1}+\frac{y_2}{l_2}=0$$

$$\delta_{21}X_1+\delta_{22}X_2+\delta_{23}X_3+\delta_{24}X_4+\delta_{25}X_5+\delta_{26}X_6+\delta_{27}X_7+\frac{y_1}{l_1}-\frac{y_2(l_1+l_2)}{l_1*l_2}+\frac{y_3}{l_2}=0$$

$$\delta_{31}X_1+\delta_{32}X_2+\delta_{33}X_3+\delta_{34}X_4+\delta_{35}X_5+\delta_{36}X_6+\delta_{37}X_7+\frac{y_2}{l_2}-\frac{2y_3}{l_2}+\frac{y_4}{l_2}=0$$

$$\delta_{41}X_1+\delta_{42}X_2+\delta_{43}X_3+\delta_{44}X_4+\delta_{45}X_5+\delta_{46}X_6+\delta_{47}X_7+\frac{y_3}{l_2}-\frac{y_4(l_1+l_2)}{l_1*l_2}+\frac{y_5}{l_1}=0$$

$$\delta_{51}X_1+\delta_{52}X_2+\delta_{53}X_3+\delta_{54}X_4+\delta_{55}X_5+\delta_{56}X_6+\delta_{57}X_7+\frac{y_4}{l_1}-\frac{2y_5}{l_1}=0 \qquad (2)$$

$$\delta_{61}X_1+\delta_{62}X_2+\delta_{63}X_3+\delta_{64}X_4+\delta_{65}X_5+\delta_{66}X_6+\delta_{67}X_7+y_6=0$$

$$\delta_{71}X_1+\delta_{72}X_2+\delta_{73}X_3+\delta_{74}X_4+\delta_{75}X_5+\delta_{76}X_6+\delta_{77}X_7+y_7=0$$

Коефіцієнти δ_{ij} при невідомих рівнянь *i*-тих зусиль (2) запишуться у вигляді (3), наприклад:

$$\delta_{11}=\frac{2l'_1}{3EI_{red1}}-\mu*\frac{2}{l_1GA_{red1}}+\frac{2\overline{N}'^2_{11}*l'_1}{6EA_{red1}}+\frac{2\overline{N}'^2_{12}*l'_2}{6EA_{red2}}+\frac{2\overline{N}'^2_{13}*l'_1}{6EA_{red3}}$$
$$+\frac{\overline{N}'^2_{14}*h'}{6\sin aEA_4}+\frac{\overline{N}'^2_{15}*h'}{6\sin\beta EA_5}+\frac{\overline{N}'^2_{16}*h'}{6\sin\beta EA_6}+\frac{\overline{N}'^2_{17}*h'}{6\sin aEA_7}+\frac{\overline{N}'^2_{18}*(l-2h'*ctga)}{6EA_8} \qquad (3)$$

де $\overline{N}'_{ij}$ – величини поздовжніх сил від дії одиничних моментів у вузлах балки комбінованої конструкції при зміненому положенні нейтральної осі;

l'₁, l'₂ – величини відповідно крайнього і середнього прольотів балки жорсткості;

h' – математична висота сталезалізобетонної конструкції;

EI_{red1}, GA_{red1}, EA_{red1}, EA_{red2} – величини жорсткісних параметрів прольотів балки жорсткості.

До рівнянь нерозривності деформацій (2), яких недостатньо для знаходження невідомих X_i і y_i, добавимо рівняння статики, які знаходимо з рівноваги панелей і вузлів шпренгельної комбінованої конструкції.

Отримані рівняння нерозривності деформацій і статики формують систему лінійних алгебраїчних рівнянь, достатньо для знаходження невідомих

згинальних моментів M_{i1} $(i_1=1...i)$, прогинів y_{i2} $(i_2=1...j)$ і осьових поздовжніх сил N_{i3} $(i_3=1...k)$.

При влаштуванні сталезалізобетонної статично невизначеної конструкції, зображеної на рис.1, проходить зміщення нейтральної осі балки жорсткості з причини зміни величини приведеного перерізу – від металевої балки жорсткості до сталезалізобетонної (рис.5).

Зміна жорсткісних параметрів балки $B(x)$ призводить до зміни топології статично невизначеної комбінованої сталезалізобетонної конструкції, а саме (рис.6, рис.7): проходить вертикальне зміщення математичної осі з положення A-B в положення A'-B' балки жорсткості; відбувається відповідне зміщення точок перетину осей дії поздовжніх сил елементів підвіски з новою

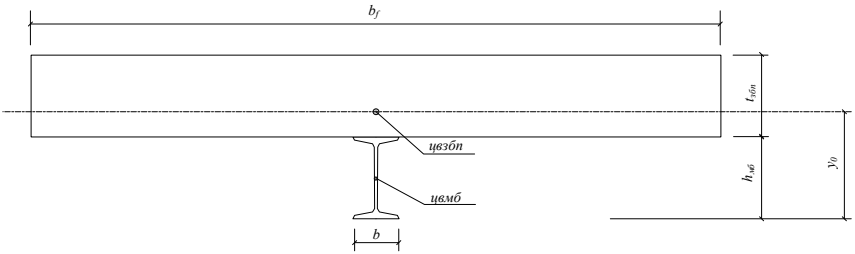


Рис.5. Поперечний переріз сталезалізобетонної комбінованої конструкції.

нейтральної віссю - з точок A, B, C, D в точки A', B', C', D'; змінюються величини крайніх – від l_1 до $l'_1=l_1+\Delta y_0/tg\alpha+\ \Delta y_0/\Delta\beta$ - (збільшуються) і проміжних від l_2 до $l'_2=l_2$ - $2\Delta y_0/tg\beta$ - (зменшуються) прольотів балки жорсткості; збільшується висота самої конструкції: від h до $h'=h+\Delta y_0$. При переміщенні математичної осі на величину Δy_{0i} (рис.6) в верхньому опорному вузлі виникає вже на стадії влаштування монолітної залізобетонної плити від'ємний згинальний момент M_A, спричинений дією вертикальної складової N_{4y} поздовжньої сили N_4 в крайньому підкосі на величину горизонтального зміщення з точкою перетину математичної осі в сталезалізобетонній балці жорсткості $\Delta y_0/tg\alpha$.

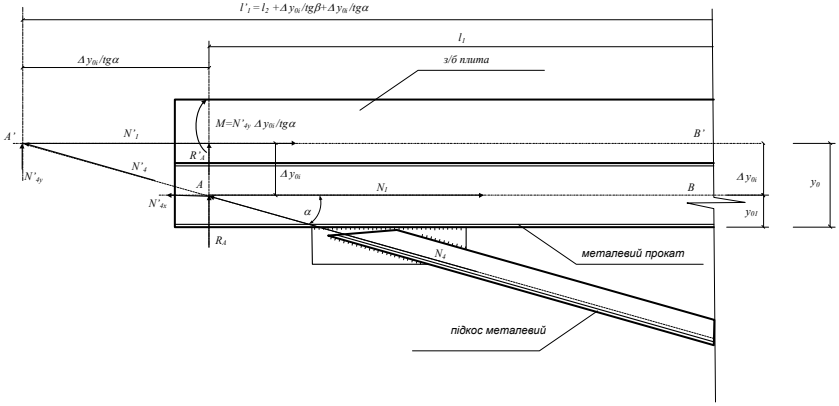


Рис.6. Крайній опорний вузол сталезалізобетонної комбінованої конструкції.

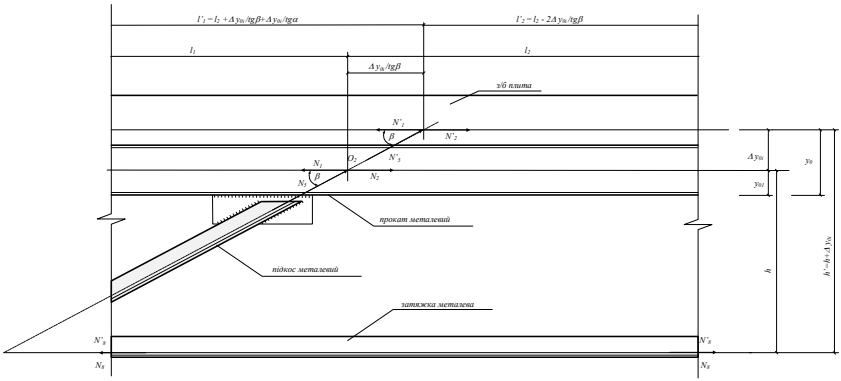


Рис.7. Проміжний вузол сталезалізобетонної комбінованої конструкції.

Проведені попередні теоретичні дослідження інших авторів на прикладі металевих комбінованих конструкцій дають можливість констатувати, що зміна положення математичної осі балки жорсткості в сталезалізобетонній комбінованій конструкції значно збільшує резерви несучої здатності конструкції в цілому.

При розрахунку металевих балок верхнього поясу комбінованої металевої конструкції, об'єднаних з залізобетонною плитою, необхідно враховувати

особливості їх роботи під навантаженням, пов'язані з прийнятим способом виготовлення конструкції. Регулювання зусиль в шпренгельній комбінованій сталезалізобетонній конструкції забезпечують сумісною взаємодії верхньої сталезалізобетонної частини і нижньої – металевої. Разом з тим регулювання напружено деформованого стану доцільно здійснити одночасно з технологічним методом, тобто постадійним включенням в роботу різних частин конструкції під час виконання робіт.

Для прикладу покажемо регулювання зусиль в металевій шпренгельній СНКК, верхня частина якої в процесі виконання будівельно-монтажних робіт працюватиме в складі сталезалізобетонної конструкції. В якості несучих конструкцій перекриття в середній частині будівлі запропоновані сталезалізобетонні комбіновані конструкції прольотом 18 м, влаштовані за схемою 6+18+ 6 м (рис.8).

На першій стадії проектування згідно розробленої методики розрахунку комбінованої однопрольотної металевої комбінованої конструкції прольотом 18 м шляхом покрокового розрахунку знайдено геометричні та пружні параметри її елементів.

Наступним етапом розрахунків був розрахунок перекриття за нерозрізною трьохпрольотною схемою роботи. В результаті бетонування і набору міцності бетоном в крайніх прольотах поперечні перерізи балок в цих прольотах з металевих перетворюються в сталезалізобетонні, жорсткісні характеристики яких значно перевищують початкові. В даному випадку зміщується положення нейтральної осі перетинів в сталезалізобетонній конструкції.

Розрахункова схема такої складної конструкції представляє собою нерозрізну комбіновану сталезалізобетонну і металеву конструкцію зі змінною вздовж жорсткістю з врахуванням зміни положення по вертикалі нейтральної осі. Величинами положення нейтральної осі є отримані в ході попереднього розрахунку вертикальні переміщення характерних вузлів конструкції (рис.9, в; табл.1, табл 2).

Розроблена методика розрахунку металевих комбінованих конструкцій передбачає в рівняннях нерозривності деформації зв'язок між згинальними моментами й вертикальними переміщеннями. У випадку зміни положення нейтральної осі рівняння нерозривності деформацій матимуть вигляд (4):

$$\delta_{m,k-2}X_{k-2}+\delta_{m,k-1}X_{k-1}+\delta_{m,k}X_{k}+\delta_{m,k+1}X_{k+1}+\delta_{m,k+2}X_{k+2}+$$

$$+\frac{y_{k-1}+y_{k-1}'}{l_1}-\frac{(y_k+y_k')(l_1+l_2)}{l_1*l_2}+\frac{(y_{k+1}+y_{k-1}')}{l_2}=0 \qquad (4)$$

де y_{k-2}', y_{k-1}', y_k', y_{k+1}', y_{k+2}' – вертикальні переміщення, визначені в ході попередніх розрахунків для характерних вузлів конструкції.

Рівняння нерозривності деформацій (2) з врахуванням отриманих змін для балки жорсткості матимуть вигляд (5):

$$\delta_{11}X_1+\delta_{12}X_2+\delta_{13}X_3+\delta_{14}X_4+\delta_{15}X_5+\delta_{16}X_6+\delta_{17}X_7-\frac{2y^*_1}{l'_1}+\frac{y^*_2}{l'_2}=0$$

$$\delta_{21}X_1+\delta_{22}X_2+\delta_{23}X_3+\delta_{24}X_4+\delta_{25}X_5+\delta_{26}X_6+\delta_{27}X_7+\frac{y_1{}^*}{l_1'}-\frac{y^*_2(l'_1+l'_2)}{l_1'\,xl_2'}+\frac{y_3{}^*}{l_2'}=0$$

$$\delta_{31}X_1+\delta_{32}X_2+\delta_{33}X_3+\delta_{34}X_4+\delta_{35}X_5+\delta_{36}X_6+\delta_{37}X_7+\frac{y_2{}^*}{l'_2}-\frac{2y^*_3}{l'_2}+\frac{y_4{}^*}{l'_2}=0$$

$$\delta_{41}X_1+\delta_{42}X_2+\delta_{43}X_3+\delta_{44}X_4+\delta_{45}X_5+\delta_{46}X_6+\delta_{47}X_7+\frac{y^*_3}{l_2'}-\frac{y^*_4(l'_1+l'_2)}{l'_1\,xl'_2}+\frac{y^*_5}{l_1'}=0$$

$$\delta_{51}X_1+\delta_{52}X_2+\delta_{53}X_3+\delta_{54}X_4+\delta_{55}X_5+\delta_{56}X_6+\delta_{57}X_7+\frac{y^*_4}{l_1'}-\frac{2y^*_5}{l_1'}=0 \qquad (5)$$

$$\delta_{61}X_1+\delta_{62}X_2+\delta_{63}X_3+\delta_{64}X_4+\delta_{65}X_5+\delta_{66}X_6+\delta_{67}X_7+y^*_6=0$$

$$\delta_{71}X_1+\delta_{72}X_2+\delta_{73}X_3+\delta_{74}X_4+\delta_{75}X_5+\delta_{76}X_6+\delta_{77}X_7+y^*_7=0$$

Таблиця 1.

Величини зусиль і напружень в елементах комбінованої конструкції за стадіями прикладання навантаження

елемент / стадія			1 2	2 3	3 4	4 5	5 6	6 7	7 8	8 9	9 10	10 11	11 12	12 13	13 14	14 15	15 16	16 17	5 18	8 18	18 19
	моменти, кН*м	л	0	2,194	-6,674	-38,811	-30,267	-16,963	2,857	-3,412	18,188	-3,412	2,857	-16,963	-30,267	-38,811	-6,674	2,194			
		п	2,194	-6,674	-38,811	-30,267	-16,963	2,857	-3,412	18,188	18,188	2,875	-16,963	-30,267	-38,811	-6,674	2,194	0			
	поздовжня сила, кН		0	0	0	0	-44,221	-44,221	-44,221	-91,6	-91,6	-44,221	-44,221	-44,221	0	0	0	0	50,167	-52,972	91,6
	напруження		453	1379	2805	2187	1900	290	799	2559	2559	799	290	1900	2187	2805	1379	453	1032	1090	1885
стадія 1	моменти, кН*м	л	0	5,09143	1,98857	-11,4171	-11,4171	-9,63432	-5,17729	1,50824	1,50824	-5,17729	-9,63432	-11,4171	-11,4171	1,98857	5,09143	5,09143			
		п	5,09143	1,98857	-11,4171	-11,4171	-9,63432	-5,17729	1,50824	1,50824	1,50824	1,50824	-5,17729	-9,63432	-11,4171	-11,4171	1,98857	0			
	поздовжня сила, кН		0	0	0	0	4,15989	4,15989	4,15989	8,61691	8,61691	4,15989	4,15989	4,15989	0	0	0	0	-4,719	4,983	-8,617
	напруження		1052	411	825	825	-725	-470	-172	-224	-224	-172	-470	-725	825	825	411	1052	97	102	177
стадія 2	моменти, кН*м	л	0	4,939	1,785	-11,722	-26,863	-22,591	-14,658	-1,488	-1,488	-14,658	-22,591	-26,863	-11,722	1,785	4,939	1,785			
		п	4,939	1,785	-11,722	-26,863	-22,591	-14,658	-1,488	0,37	0,37	-1,488	-14,658	-22,591	-26,863	-11,722	1,785	0			
	поздовжня сила, кН		29,4221	29,4305	4,86557	29,3220	4,42304	4,44006	4,86557	-22,1126	-22,1126	4,86557	4,44006	4,42304	29,3220	4,86557	29,4305	29,4221	24,86	25,995	46,297
	напруження		561	1529	1595	1453	772	104	141	1054	1054	141	104	772	1453	1595	1529	561	512	535	953
стадія 3	моменти, кН*м	л	0	-2,09	-12,39	-47,38	-38,84	-23,03	2,86	5,61	5,61	2,86	-23,03	-38,84	-47,38	-12,39	-2,09	-2,09			
		п	-2,09	-12,39	-47,38	-38,84	-23,03	2,86	5,61	27,38	27,38	5,61	2,86	-23,03	-38,84	-47,38	-12,39	0			
	поздовжня сила, кН		-0,11	-0,12	-0,27	64,75	28,42	24,39	24,35	-19,21	-19,21	24,35	24,39	28,42	64,75	-0,27	-0,12	-0,11	45,01	-48,18	83,61
	напруження		261	1549	2463	2169	1532	115	289	1782	1782	289	115	1532	2169	2463	1549	261	926	991	1720

Таблиця 2.

Величини вертикальних прогинів вузлів комбінованої конструкції за стадіями прикладання навантаження

елемент / стадія	1 2	2 3	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	0	-5,869	-1,694	0	-0,576	-4,226	-18,501	-37,606	-49,1	-37,606	-18,501	-4,226	-0,576	0	-1,694	-5,869	0	-19,621	-19,621
стадія 1	0	-13.4308	-9.7036	0	0.7897	3.4065	6.0819	4.2731	3.0850	4.2731	6.0819	3.4065	0.7897	0	-9.7036	-13.4308	0	2,58	2,58
стадія 2	0	0,96	0,65	0	-0,03	-1,01	-8,49	-21,64	-29,02	-21,64	-8,49	-1,01	-0,03	0	0,65	0,96	0	-11,152	-11,152
стадія 3	0	1,34	1,83	0	-0,57	-3,56	-13,79	-27,81	-34,67	-27,81	-13,79	-3,56	-0,57	0	1,83	1,34	0	-13,37	-13,37

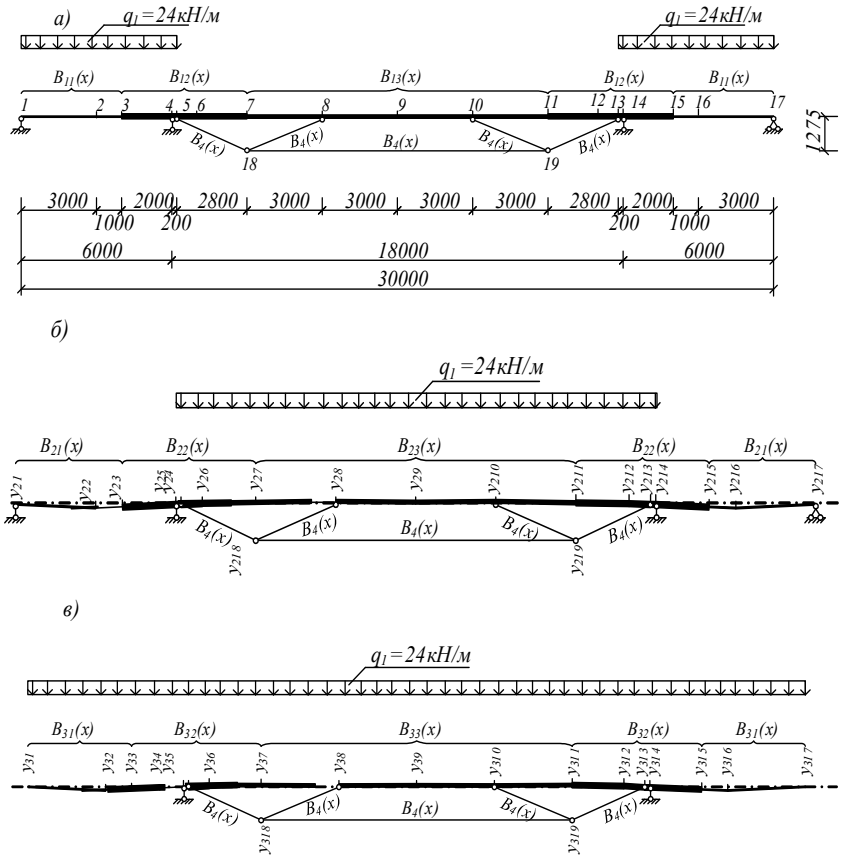


Рис.9. Схеми навантаження нерозрізної комбінованої конструкції: а) схема завантаження крайніх прольотів постійним навантаженням металевої частини шпренгельної комбінованої конструкції – стадія I; б) схема навантаження середнього прольоту постійним навантаженням сталезалізобетонної в крайніх і металевої в середньому комбінованої конструкції – стадія II; в) схема навантаження прольотів постійним і корисним навантаженням сталезалізобетонної комбінованої конструкції – стадія III.

Як показують проведені поетапно (постадійно) розрахунки, перетворення металевої комбінованої конструкції в нерозрізну сталезалізобетонну дозволяє зменшити розміри балки жорсткості. Разом з тим дещо збільшуються перерізи нижньої підвіски ферми, але їх затрати з економічної точки зору є незначними в порівнянні з рештою конструкції.

Висновок. Запропонований принцип введення уявних шарнірів в прийнятій розрахунковій схемі статично невизначеної комбінованої сталезалізобетонної конструкції можна віднести до універсальної і її застосування дає можливість більш простим способом на початковій стадії проектування за рахунок математичного апарату моделювати напружено-деформований стан в елементах конструкції, що дає можливість економніше запроектувати конструкцію в цілому, в тому числі при зміні положення математичної осі балки жорсткості.

Література

1. ДБН В.2.6-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення (Текст] : чинний з 2011-09-01. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011. - 55 с.
2. Демчина Б.Г., Вибранець Ю.Ю., Іваник Ю.І. Розрахунок просторових попередньо напружених комбінованих сталезалізобетонних шпренгельних конструкцій // Сборник научных трудов «Строительство, материаловедение, машиностроение». Випуск 82. Дніпропетровськ, 2015, ст. 77-84.
3. Гоголь М.В., Більський М.Р., Пелешко І.Д. Проектування і розрахунок комбінованих металевих конструкцій з регулюванням зусиль // Современные строительные конструкции из металла и древесины. Сб. науч. трудов ОГАСА. Часть 1. – Одеса, 2006. – С. 34–39.
4. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6 – 156:2010. Національний стандарт України. – Мінрегіонбуд України. – К., 2009. – (Нормативний документ Мінрегіонбуду України). – 118 с.
5. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. Національний стандарт України. – Мінрегіонбуд України. – К., 2009. – (Нормативний документ Мінрегіонбуду України). – 71 с.
6. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. Друга редакція (остаточна): ДБН В.2.6-163:2010. – Міннрегіонбуд України. – К., 2010. – (Нормативний документ Мінрегіонбуду України). – 127 с.

УДК 69.032.22(100)(045)

Першаков В. М., Бєлятинський А. О., Бакулін Є. А.,
Бакуліна В. М., Болотов Г. І., Попович І. О.,
Національний авіаційний університет, м. Київ, Україна

ТЕНДЕНЦІЇ РОЗВИТКУ СВІТОВОГО ВИСОТНОГО БУДІВНИЦТВА

Наведено тенденції розвитку світового будівництва, приклади висотних будівель – хмарочосів, які є запланованими проектами майбутнього. Розглянуто їх дивовижні архітектурні особливості, особливості проектування та розумний підхід до будівництва.

Trends of world building examples of high-rise buildings - skyscrapers that are planned projects of the future. We consider it amazing architectural features, especially the design and intelligent approach to construction.

На сьогодні заявлено та анонсовано досить багато проектів, які вражають уяву: 1001-метровий хмарочос Мубарак аль-Кабір Тауер (*Burj Mubarak al-Kabir*) в Кувейті; 200-поверховий хмарочос, висотою 1022 м Мурьян-Тауер (*Murjan Tower*) в Бахрейні; 1600-метровий хмарочос «башта висотою в милю» (Mile-High Tower), місто Джидда в Саудівської Аравії та багато інших. Але при високій щільності забудови міста хмарочосами створюється транспортний колапс. Постає проблема транспортно-містобудівного характеру. Рішення цієї проблеми знаходиться в концептуально новому підході до проектування міст майбутнього. Чим більше розростається місто, тим більше людей приходиться на квадратний метр його площі, тим яскравіше у архітекторів розвивається ідея злиття середовища існування людини з природою.

Економний принцип використання земельних ресурсів міст та сучасні транспортні проблеми міст надихнув сучасних науковців, інженерів і архітекторів на нову ідею концепції висотного домобудування – біоніку. Біоніка в архітектурі набуває особливого значення, рятуючи людей від урбаністичної задухи супер мегаполісів, допомагаючи людині з'єднатися з природою. До таких «природних» проектів належить висотне біонічне місто «Bionic Tower», запроектоване Х. Піозом та М. Сервером. Одже, ідея біоніки

набирає все більшу популярність як нова концепція - будувати не «хмарочоси», а цілі «міста хмарочоси». За допомогою ефективних конструкторських рішень основа міста вужча, а саме місто стає більш усталеним. Завдяки вдалому архітектурному плануванню зон та застосуванню швидкісних ліфтів різного виду та призначення – вирішується дорожня проблема. До структури висотного міста вводять нові енергетичні та екологічні системи, втілюючи в життя найновітніші наукові розробки та технології. Це концептуально новий підхід містобудування і архітектури – величезне місто хмарочос для тисяч людей, див. рис. 1.

Рис. 1. Проекти майбутнього, «хмарочос - місто»

Висотні міста є не просто прогресивними і економічними проектами, вони також є рішенням багатьох урбаністичних проблем як технічного, так і екологічного плану. Будівництво «хмарочоса-міста» дозволяє більш раціонально та економна використовувати занадто дорогу площу землі, при цьому збільшуючи житлову площу і зменшуючи площу інфраструктури. В таких містах можуть проживати сотні тисяч людей, які водночас забезпечені житлом, робочими місцями, зонами відпочинку та розвагами. Людська фантазія безмежна а сучасні технології неосяжні. При розумному підході до будівництва «хмарочос-міста» можливо жити комфортне, при цьому заощаджувати природні ресурси, використовуючи відновлювані можливості природи.

Хмарочос «Shanghai Tower» в Китаї, м. Шанхай, див. рис. 2. Зведення вежі розпочато у 2008 р. Згідно з планами, будівництво вежі буде повністю завершено у 2020 р. Вона стане найвищим хмарочосом Китаю. Будівля,

спроектована американською фірмою «Gensler». За проектом висота хмарочоса становить 632 м, 130 поверхів загальною площею 380,0 тис. кв. м.

Хмарочос складається з дев'яти циліндрових будівель, які збудовані одна на одній і мають зовні друге подвійне «покриття» трикутної форми, приїдаючи їй форму обертання, див. рис. 3.

Рис.2. Екологічний хмарочос, м. Шанхай. Висота 632 м

Рис.3. Зовнішнє покриття по зміщеним трикутним формам

Рис.4. Звуження форми вежі

Таке двошарове скляне «покриття» покращує теплоізоляційні властивості будівлі і пропускає всередину багато природного світла, знижує витрати на енергію для освітлення та опалення приміщень. Звужена форма вежі зменшує вітрові навантаження на будівлю на 24%, див. рис. 4.

В будівлі спроектовані офіси, різноманітні торгово-розважальні центри, дев'ять зелених садових зон, готельні комплекси, станція метро, а на висоті 561,3 м, передбачений оглядовий майданчик з круговим оглядом м. Шанхай. Спеціально для будівлі, фірма «Mitsubishi» розробила надшвидкісні ліфти, які рухаються із швидкістю 64 км/год.

На фасаді будівлі планують встановити 270 вітрогенераторів. Вони будуть виробляти вітроенергії, яких достатньо для повного забезпечення освітлення будівлі.

На даху будівлі дощову воду планують збирати у спеціальні резервуари для забезпечення потреб систем опалення та кондиціонування. За використання енергозберігаючих технологій, хмарочос вже отримав зелений сертифікат LEED (зелений будівельний стандарт).

Будівництво «Shanghai Tower», вражає своєю масштабністю та темпами зведення. Тільки на безперервну заливку бетоном фундаменту із 1079 залізобетонних і сталевих паль пішло всього 63 години.

Житловий район хмарочосів в місті Нью-Делі. Бельгійський архітектор Вінсент Каллебот (*Vincent Callebaut*), представив проект екологічного житлового району «Hyperion», який планують побудувати в Індії, м. Нью-Делі вже у 2020 році, див. рис. 5.

Рис. 5. Проект висотно-екологічного житлового району «Hyperion», м. Нью-Делі

Рис.6. Азербайджанська вежа. Висота 1050 м.

Автор проекта назвав його на честь найвищого дерева в світі – 115-метрового Гіперіона, що росте в США, штат Каліфорнія. За проектом «Hyperion» складатиметься з шести 36-поверхових веж, поруч з якими будуть зведені фермерські господарства, що вироблятимуть органічну їжу, а альтернативні джерела енергії повністю забезпечать житловий район

електроенергією, яка буде генеруватися за допомогою вітрових турбін і фотоелектричних елементів.

Хмарочос нового міста. В Азербайджані триває зведення міста Khazar Islands на березі Каспійського моря, що буде розташоване на штучному архіпелазі 41 островів. Його архітектурною домінантою і символом стане хмарочос-місто Azerbaijan Tower, див. рис. 6. За проектом, хмарочос буде складатись з семи веж різної поверховості, від 85 до 150 поверхів. Головна, восьма вежа у 186 поверхів досягне позначки 1050 м, що майже на 200 метрів вище найвищого на сьогодні хмарочоса Burj Khalifa в Дубаї.

Хмарочос-місто Azerbaijan Tower разраховано на 1 млн. мешканців і стане новим бізнес - центром держави.

Небесне місто 1000 або «Sky City 1000». Планують побудувати в Японії, м. Токіо. Висота вежі зі шпилем 1050 метрів, кількість поверхів 196, див. рис. 7.

В Японії проблеми раціонального і економного землекористування актуальні як ніде. Саме там вперше заговорили про ідею міста-башти. І ось Японська компанія Takenaka Corporation втілила цю ідею для розв'язки проблеми малої кількості вільної площі в урбанізованих країнах. Вони уявляють таке місто не просто як хмарочос, а як висотну конструкцію, в якій житлові та робочі зони перемежовуються з парками, ставками та відкритими площадками. Конструктивне рішення міста-хмарочоса, див. рис. 8.

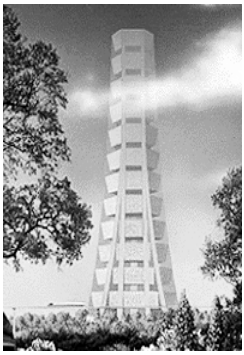


Рис.7. Небесне місто 1000

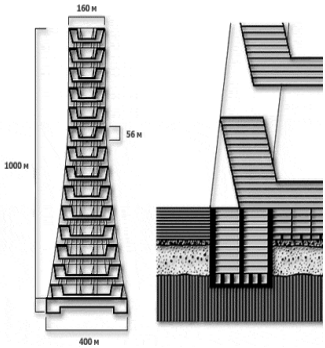


Рис. 8. Схема башти та її основ м. Токіо. Висота 1050 м

Компанія має два таких проекти: Sky City та Holonic Tower. Sky City 1000 нагадує просто великий хмарочос, але насправді це повноцінне місто, в якому можуть комфортна проживати 36 тисяч жителів. Діаметр башти у основи – 400 м, наверху – 160 м. Всі поверхи споруди згруповані в 14 блоків по 14 поверхів. Кожний блок являє собою ввігнуту чашу, на дні якої розташована рекреаційна зона з живими деревами і ставками, див. рис. 9.

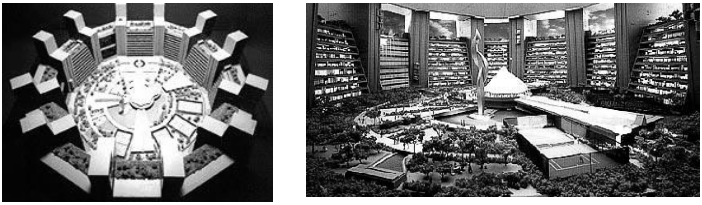


Рис.9. Потужні колони, що оточують кожну чашу-мікрорайон, слугують опорою для наступної чаші

Між блоками є значні проміжки, які виконують подвійну функцію. Окрім доступу повітря до парків, вони грають роль протипожежних перегородок. Дно і стіни кожного блоку виконані з вогнетривких матеріалів. В плані кожен блок також розділений на шість секторів, між якими пожежа, за ідеєю конструкторів, не має поширюватися (рис. 9). У ролі пожежної служби виступають пожежні вертольоти, які при необхідності можуть потушити полум'я на великій висоті.

Природне освітлення та свіже повітря мають створювати приємне середовище для 36 тисяч мешканців, багато з них будуть тут працювати. Окрім того, в місто кожного дня буде приїжджати 100 тисяч службовців і туристів. Тому створенню відповідної атмосфери приділяється багато уваги. Загальна житлова територія Sky City складає 800 гектарів, що дорівнює невеликому місту, з них 240 гектарів приходиться на дороги і паркові зони. Місто має забезпечити все необхідне для людського життя. Проект Sky City 1000 планують реалізувати в найближчі 20 років.

Місто – тріумф уяви. «Піраміда Мега-Сіті» (*Shimizu Mega-City Pyramid*). Пірамідальне місто на 750 тисяч мешканців планує звести в Токійській бухті японська будівельна корпорація Shimizu. За різними даними, висота піраміди повинна скласти приблизно до 2004 метрів (ще одна назва проекту TRY 2004), див. рис. 10. Різні значення висоти Mega-City Pyramid можуть бути викликані різними за часом варіантами проекту (складнішими по рішенню та простішими для реалізації.

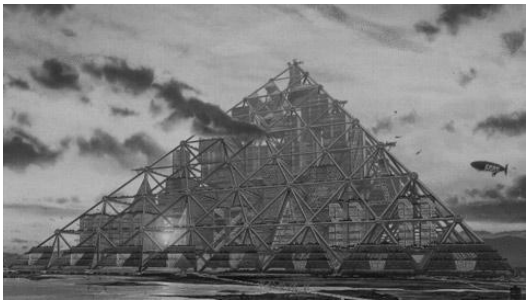


Рис. 10. Восьмишаровий варіант піраміди-міста

Піраміда-місто повинна підноситися над водою, опираючись на дно 36-ма високими і дуже масивними бетонними колонами. Відповідно, повна висота споруди опиниться куди більше тієї, що буде доступна погляду. Споруда завдяки розташуванню у затоці може займати велику площу і при цьому не використовувати великої кількості дорогої землі. За проектом, площа основи міста становить 8 кв. км, а загальна площа міста буде сягати 88 кв. км.

Всередині великої піраміди планують розмістити 55 малих пірамідальних конструкцій, кожна висотою 106-110 м. Споруду планується розділити на 8 рівнів по 250 м. Всередині великої піраміди влаштують 80-поверхові хмарочоси різної форми, кожен з яких буде автономним, використовуючи енергію сонця та вітру. Житлові приміщення у місті мають складати близько 70%. Всього планується поселити 750 000 людей. В місті передбачено 800 000 робочих місць.

Конструкція міста нагадує кристалічну гратку, всередині якої знаходяться гігантські хмарочоси. Вони і сформують величну тривимірну основу, усередині

якої навіть зможуть літати вертольоти. Як базові будівельні елементи цього пірамідального каркаса, японські інженери запропонували використовувати гігантські труби, виконані на основі надміцного і легкого матеріалу та з вуглецевих нанотрубок, див. рис. 11. Така система повинна амортизувати поштовхи при землетрусі. Каркас розрахований на стійкість до цунамі і ураганів.

Рис. 11. Конструктивне рішення піраміди-міста

Величезні труби, що з'єднуються в кулястих вузлах, повинні стати вулицями міста. Усередині похилих труб будуть знаходитися ліфти і ескалатори, а в горизонтальних - бігучі доріжки. Вузли послужать не тільки з'єднанню конструкції в міцну систему, але стануть також пересадочними станціями. В проекті передбачена система автоматичних безпілотних капсул-таксі, що пересуваються усередині труб.

Mega-City Pyramid може стати для японців довгоочікуваним проектом розв’язки проблеми перенаселеності міст завдяки раціональному використанню площі землі та новаторським конструктивним ідеям. Але перед реалізацією проекту є багато перепон: конструктивні, економічні і навіть соціальні, адже всередині замкнутого і самодостатнього міста будуть іти зовсім інші, поки невідомі соціальні процеси. Але, незважаючи на це, місто-піраміда має прекрасні шанси стати реальним проектом майбутнього.

Вежа міста Дубаї або "Місто в небі" (*Dubai City Tower*) в ОАЭ м. Дубаї. Черговий рекорд висотного будівництво мають намір поставити дубайські архітектори, конструктори та інженери. Вони спроектували унікальний хмарочос заввишки 2,49 км, який у три рази більше найвищої на сьогодні будівлі

– знаменитої "Дубайської Вежі". За проектом, 400 поверхова вежа буде являти собою шість будівель, що сплітаються воєдино на великій висоті, див. рис. 12.

Така висота – це далеко не найскладніше в цьому проекті. Куди складніше буде організувати транспортування людей на верхні поверхи, забезпечити їх водою та електроенергією. В проекті проблема транспортування вирішена за рахунок зонування будівлі. Хмарочос-місто поділено на чотири так званих "райони", в які доставлятимуть людей з одного "району" в інший не супершвидкісні ліфти, а вертикальні пасажирські поїзди-експреси, що будуть курсувати із швидкістю 200 км/год. Що ж до електроенергії, в рік будівля споживатиме 37000 МВт/год, але планується, що значну частину енергії, вона генеруватиме сама. Хмарочос-місто обладнають вітряними турбінами, сонячними батареями і "біосферами", які одночасно служитимуть парками відпочинку та центрами з очищення води. 400-метровий шпиль, який вінчає будівлю за своєю конструкцією буде теж виробляти енергію.

Зводити будинок, який не має аналогів, планують в центрі нового дубайського району Jumeirah Garden City, в який увійдуть ще три висотні вежі під назвою Atrium City Towers, їх дизайн розроблений архітекторами з світовими іменами Едріаном Смітом і Гордоном Джіллом.

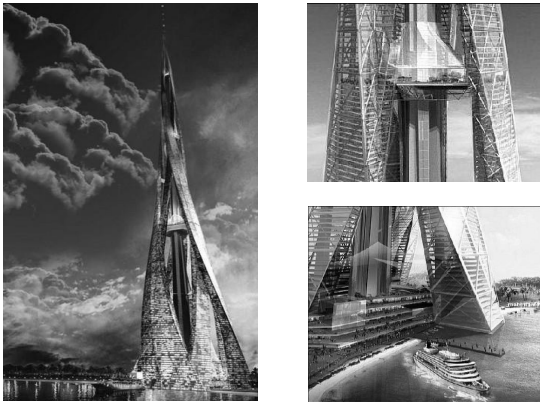


Рис. 12. Проект - Вежа міста Дубая, м. Дубаї. Висота 2,49 км

Рукотворне місто-гора Фудзі. Це один з заявлених проектів найвищої будівлі Землі – «X-Seed 4000». Схожий проект було розроблено ще в 1966-1969 роках в «ЦНИИЭП ім. Б. С. Мезенцева» для Японії – «хмарочос Нікітіна - Травуша 4000». Сучасний проект «X-Seed 4000» має багато спільного з проектом конструкторів Останкінської телевежі Нікітіна Н. В. та Травуша В. І.

Японська корпорація Taisei створила футуристичний проект чотирьох кілометрового хмарочоса, що матиме 800 поверхів, загальною площею 69, 6 млн. кв. м, див. рис. 13.

Рис. 13. Проект хмарочоса міста X-Seed 4000 поряд з Токіо

Така споруда займає багато землі, тому її розміщення сплановано на морській платформі біля Токіо на величезних 600-метрових колонах, що повинно захистити будівлю та її мешканців від можливих потужних цунамі.

За прототип такого унікального проекту архітектори взяли гору Фудзі, яка є найвищою горою країни, висотою 3776 м. Гора має симетричну конусоподібну форму з діаметром основи 38 км. Форма хмарочоса X-Seed 4000 повністю повторює контур гори Фудзі, хоча сама гора на двісті метрів нижча за проектуючу споруду. При всій своїй оригінальності X-Seed 4000 може стати ще й найекологічнішою будівлею світу. За задумкою архітекторів, в ній суміщено ультрасучасне життя та взаємодія з природою.

Відповідно до проекту, більшу частину енергії будівля буде отримувати від сонячного світла. Всередині будинку будуть регулюватись освітлення, температура і навіть атмосферний тиск. Проект X-Seed 4000 буде захищати

мешканців від перепадів тиску та зміни погодних умов по всій висоті будівлі. Окрім великої кількості квартир і офісів, в споруді будуть торгівельні і розважальні центри, стадіони, парки і ліси. Ліфти X-Seed, які розраховані на 200 чоловік, будуть піднімати на верхній поверх за 30 хвилин. Усього за розрахунками, будівля може розмістити від 500 тисяч до мільйона мешканців. Звичайно, собівартість проекту X-Seed дуже велика – понад трильйона доларів, а на побудову потрібно не менш 8 років. Це створює серйозні проблеми реалізації проекту. Але проект X-Seed привертає до себе увагу, і з кожним загостренням проблеми містобудування японці з своїми технічними можливостями стають все ближче до реалізації цього перспективного проекту.

Література

1. Кондра М. П., Бут Б. Н. Высотные сооружения: опыт проекти-рования // Металлические конструкции: взгляд в прошлое и будущее: Сб. докладов VII Украинской научно-технической конференции. – Часть 1. – К.: Изд–во «Сталь», 2004. – С. 63–73.
2. Маклакова Т. Г. Высотные здания. /Градостроительные и архитектурно-конструктивные проблемы проектирования. Монография. Издание второе, дополненное. – М.: Издательство АСВ, 2008. – 160 с.
3. Першаков В. М. Найвищі хмарочоси світу/ Першаков В. М., Машков І. Л., Лисницька К. М., Попович І. В. -К.: Будівництво України. - 2016. - №1. - С.7-8.
4. Першаков В. М. Найкращі хмарочоси світу / Першаков В. М., Семироз Н. Г., Лисницька Е. Н. – К.: Будівництво України №3, 2014. – С. 36–40.
5. Першаков В. М. Проблеми протидії конструкцій прогресуючому обваленню будівель та споруд : монографія / В. М. Першаков, М. С. Барабаш, А. О. Бєлятинський, К. М. Лисницька. – К.: НАУ, 2015. – 456 с.
6. Вступ до будівельної справи. Навч. посібник. / Першаков В. М. Белятинський А. О., Машков І. Л. та інш. --К.: Видавництво НАУ, 2016. - 122 с.
7. Интернет-журнал "Технологии техносферной безопасности" Вып. № 3 (55), 2014. (http://ipb.mos.ru/ttb).
8. http://www.sitmag.ru/article/buildsklad/2006_09_A_2007_02_02-18_31_06/.
9. http://www.ogniotrwale.polfirms.com.ua/.
10. http://www.sitmag.ru/article/buildsklad/.
11. http://bibliograph.com.ua/ogneupory/65.htm.
12. http://www.evolo.us/category/2016/.

УДК 624.042.1

Демчина Б. Г., Була С. С., Лисюк С. А., Пелех А. Б.,
Національний університет «Львівська політехніка»

ПРОПОЗИЦІЯ ЩОДО НАЦІОНАЛЬНОГО ДОДАТКУ ДО ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 ЄВРОКОД 5. «ПРОЕКТУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ. ЧАСТИНА 1-1. ЗАГАЛЬНІ ПРАВИЛА І ПРАВИЛА ДЛЯ СПОРУД» (EN 1995-1-1:2004, IDT)

Дана стаття має на меті доповнити ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1995-1-1:2004, IDT) національним додатком, який би на період одночасної дії будівельних норм України та ЄС дав змогу визначити коефіцієнт квазіпостійної величини навантаження ψ_2 при сумісному використанні ДБН В.1.2-2-2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» та ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 «Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій».

Ключові слова: ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010, ДБН В.1.2-2-2006, Єврокод 5, коефіцієнт квазіпостійної величини навантаження.

This article is intended to complement Ukrainian state standard «ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-1: General. Common rules and rules for buildings (EN 1995-1-1: 2004, IDT)» by a National Annex. National Annex helps to determine the factor for quasi-permanent value of a variable action $\psi_2$over the period of simultaneous application of Ukrainian and EU building codes.

Key words: Ukrainian state standard (ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010), State building codes (ДБН В.1.2-2-2006), Eurocode 5, factor for quasi-permanent value of a variable action, National Annex.

Вступ

Відповідно до постанови Кабінету Міністрів України від 23.05.2011 № 547 «Про затвердження Порядку застосування будівельних норм, розроблених на основі національних технологічних традицій, та будівельних норм, гармонізованих з нормативними документами Європейського Союзу», на законодавчому рівні встановлено період одночасної дії будівельних норм, розроблених на основі національних будівельних норм (ДБН, ДСТУ), та будівельних норм, гармонізованих з нормативними документами Європейського Союзу (або інших будівельних норм, кодів). Згідно цієї постанови, такий період одночасної дії, встановлюється з дати набрання

чинності ДБН А.1.1-94:2010 «Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення» до втрати ним чинності або втрати чинності відповідними будівельними нормами, розробленими на основі національних технологічних традицій.

Постановка проблеми

Зважаючи на суттєву відмінність діючої нормативної бази у галузі будівництва в Україні та Єврокодів, принцип одночасної дії дає можливість поступово адаптувати національні будівельні норми до вимог Європейських стандартів та можливість вибору системи нормативних документів– національної чи європейської.

На жаль, на даний час українські нормативні документи серії ДСТУ EN Єврокод, що імплементують стандарти Єврокодів для застосування на території України мають, у переважній більшості, ознайомчий характер, оскільки для більшості із них відсутні національні додатки.

Висвітлення основних положень

Для граничних станів, за яких розподіл жорсткостей у конструкції впливає на розподіл зусиль і моментів, повні середні значення модуля пружності $E_{mean,fin}$, модуля зсуву $G_{mean,fin}$ і модуль ковзання $K_{ser,fin}$ повинні обчислюватись занаступними виразами [7, 10]:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{\left(1 + \psi_2 \cdot k_{def}\right)}, \quad (2.10)[7, 10]$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{\left(1 + \psi_2 \cdot k_{def}\right)}, \quad (2.11)[7, 10]$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{\left(1 + \psi_2 \cdot k_{def}\right)}, \quad (2.12)[7, 10]$$

деE_{mean} – середнє значення модуля пружності; G_{mean} – середнє значення модуля зсуву; K_{ser} – модуль ковзання;k_{def} – коефіцієнт оцінки деформацій

повзучості з урахуванням відповідного експлуатаційного класу; ψ_2 – коефіцієнт квазіпостійної величини навантаження, що викликає найбільші напруження, відносно міцності (якщо така дія буде постійною, то ψ_2 слід приймати рівним 1).

Згідно примітки 2 до формул (2.10-2.12) [7, 10] значення коефіцієнта квазіпостійної величини навантаження ψ_2 необхідно прийняти із ДСТУ-Н Б EN 1990, проте даний ДСТУ необхідно застосовувати із серією ДСТУ Н Б EN 1991 "Єврокод 1: Дії на конструкції" для якої на сьогодні, у більшості випадків, відсутні національні додатки. Ситуацію із ДСТУ-Н Б EN 1990 та ДСТУ Н Б EN 1991 можна обійти використовуючи діючий ДБН В.1.2-2-2006 "Навантаження і впливи. Норми проектування", проте, у ньому не подано значення коефіцієнта квазіпостійної величини навантаження у явному вигляді.

Тому, було прийняте рішення, на основі аналізу нормативних документів України та країн, що у будівельній практиці повністю перейшли на використання Єврокодів (Польща [11] та Білорусь [8]), розробити пропозицію щодо визначення коефіцієнта квазіпостійної величини навантаження ψ_2 та запропонувати ввести її в дію у вигляді національного додатка (NA) до ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1995-1-1:2004, IDT).

Таким чином, рекомендовані величини коефіцієнта ψ_2 пропонується визначати відповідно до наступних рекомендацій:

Рекомендовані величини коефіцієнта ψ_2
при використанні спільно із ДБН В.1.2-2:2006

NA1.1 Рекомендовані величини коефіцієнта ψ_2 для визначення деформацій від квазіпостійної складової корисного навантаження, що діє на конструкції будівель та споруд (табл. 1).

Таблиця 1 – Рекомендовані величини коефіцієнта ψ_2 для будівель та споруд

Будівлі та приміщення	ψ_2
1 Квартири житлових будинків; спальні приміщення дитячих дошкільних закладів і шкіл-інтернатів; житлові приміщення будинків відпочинку і пансіонатів, гуртожитків і готелів; палати лікарень і санаторіїв; тераси;	0,3

Будівлі та приміщення	ψ_2
2 Службові приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій і установ; класні приміщення установ освіти; побутові приміщення (гардеробні, душові, умивальні, вбиральні) промислових підприємств і громадських будівель і споруд	0,42
3Кабінети і лабораторії установ охорони здоров'я; лабораторії установ освіти, науки; приміщення електронно-обчислювальних машин; кухні громадських будівель; технічні поверхи; підвальні приміщення	0,6
4 Зали:	
а) читальні, обідні (у кафе, ресторанах, їдальнях)	0,42
б) зборів і нарад, чекання, видовищні і концертні, спортивні, торгові, виставкові та експозиційні	0,6
5 Книгосховища, архіви	1,0
6 Сцени видовищних установ	0,42
7 Трибуни:	
а) із закріпленими сидіннями	0,42
б) для глядачів, що стоять	0,36
8 Горищні приміщення	0,2
9 Покриття на ділянках:	
а) з можливим скупченням людей (що виходять з виробничих приміщень, залів, аудиторій тощо), що використовуються для відпочинку	0,42
б) інших	0,0
10 Балкони (лоджії)	0,42
11 Ділянки обслуговування і ремонту устаткування у виробничих приміщеннях	0,0
12 Вестибюлі, фойє, коридори, сходи (з проходами до них), що прилягають до приміщень, зазначених у позиціях:	
а) 1, 2 і 3	0,3
б) 4, 5, 6, 7 і 11	0,42
13 Перони вокзалів	0,42
14 Приміщення для худоби	0,42
15 Склади	0,8
16 Проїзна частина для транспортного засобу з вагою:	
а) не більше ніж 30 кН	0,6
б) більше 30кН, але не перевищує 160 кН	0,3
17 Дахи	0,0

NA1.2 Визначення коефіцієнта ψ_2 для снігового навантаження:

$$\psi_2 = \max\begin{cases} 0{,}4 - \dfrac{\bar{S}}{S_0} \\ 0{,}2 \end{cases}, \qquad (NA.1)$$

де S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), що визначається згідно з п.8.5 [2]; $\bar{S} = 160$ Па.

NA1.3 Значення коефіцієнта ψ_2 для дії вітрового та температурного (без пожежі) навантаження слід приймати рівним 0.

NA1.4 Для випадків не описаних у пп. NA1.1–NA1.3 значення коефіцієнта ψ_2 приймати згідно табл. 2

Таблиця 2 – Рекомендовані величини коефіцієнта ψ_2 у залежності від тривалості дії навантаження

Клас навантаження за тривалістю дії	ψ_2
Довготривале	0,67
Середньої тривалості	0,33
Короткочасне	0,13
Миттєве	0,0

Висновок

Доповнення “ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 Єврокод 5” рекомендованим національним додатком, зробить перехід на європейські норми проектування більш гармонійним та дасть змогу поєднати багаторічний досвід проектування та експлуатації будівель із сучасним розрахунковим апаратом.

Література

1. ДБН А.1.1-94:2010 Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування.
3. ДБН В.2.6-161:2010 Конструкції будівель і споруд. Дерев’яні конструкції. Основні положення.
4. ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 Єврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT).
5. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-1. Загальні дії. Питома вага, власна вага, експлуатаційні навантаження для споруд (EN 1991-1-1:2002, IDT).
6. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-3. Загальні дії. Снігові навантаження (EN 1991-1-3:2003, IDT).
7. ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1995-1-1:2004, IDT).
8. ТКП EN 1995-1-1-2009 Еврокод 5. Проектирование деревянных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий (EN 1995-1-1:2008, IDT).
9. EN 1990:2002 Eurocode: Basis of structural design (Eurocode 0).
10. EN 1995-1-1:2004 Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-1: General. Common rules and rules for buildings.
11. PN-B-03150:2000 Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowanie.

УДК 355.7: 711.58: 725.18

Михальченко С.В.,
військовий інженер, заступник директора
Науково-дослідного інституту історії та теорії
архітектури, містобудування та дизайну

ФОРМУВАННЯ СИСТЕМИ СТРАТЕГІЧНОГО ПЛАНУВАННЯ І ПРОГНОЗУВАННЯ У БУДІВЕЛЬНІЙ ГАЛУЗІ СФЕРИ НАЦІОНАЛЬНОЇ БЕЗПЕКИ УКРАЇНИ

У статті досліджено актуальність нормування і стандартизації та створення нових принципів територіального планування та містобудівних рішень для майнових комплексів національної безпеки за умов переходу до нової концепції побудови оборони в Україні, наближеної до світових стандартів, зокрема Північно-атлантичного альянсу.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: стратегічне планування і прогнозування, нормування і стандартизація, концепція військового будівництва, розквартирування військ.

In the article the relevance of new concepts of spatial planning and urban solutions for the defense of property sets conditions for the transition to the new concept of building a defense in Ukraine closer to international standards, including the North Atlantic Alliance.

KEY WORDS: the concept of military development, the territorial principle, the quartering of troops.

Для ефективного формування та функціонування Збройних Сил України та їх розвитку необхідно підтримувати їх матеріально-технічне забезпечення на високому рівні, який повинен відповідати сучасним вимогам і світовим стандартам. Як ми бачимо з останніх подій, цей аспект Держави багато років нехтувався. Це свідчить про нагальну потребу в дослідженні проблем нормування і стандартизації та створення територіального планування та містобудівних рішень для майнових комплексів оборони за умов переходу до нової концепції побудови оборони в Україні, наближеної до світових стандартів, зокрема Південно-атлантичного альянсу. Повною мірою це стосується також об'єктів оборони, охорони кордону, правоохоронних органів та пенітенціарної системи. У всіх зазначених галузях, за виключенням запобігання надзвичайним ситуаціям, нормування та стандартизація використовуються часів СРСР, при тому, що при наближенні до стандартів Європи та інших регіонів вільного світу ці норми

безнадійно застаріли. Окремі спроби перейти на сучасні принципи стратегічного планування і прогнозування у будівельній галузі сфери національної безпеки України носять несистемний характер, хоча інші аспекти національної безпеки України опрацьовуються доволі жваво.

Науково-дослідний інститут теорії і історії архітектури, містобудування і дизайну Київського національного університету будівництва і архітектури (КНУБА) здійснює дослідження та докладає зусиль до опрацювання методичних засад стандартизації та нормування в сфері будівництва об'єктів оборони, охорони кордону, правоохоронних органів та пенітенціарної системи.

Після остаточного визначення європейського вектору розвитку України природньо змінюється і концепція побудови оборони країни в цілому, що і визначено Указом Президента України від 26.05.2015 № 287/2015 та рішенням Ради національної безпеки і оборони України від 06.05.2015 «Про Стратегію національної безпеки України».

Реформування системи національної безпеки неодмінно потягне за собою здійснення значних будівельних програм, що потребуватиме застосування нової нормативної бази будівництва об'єктів спеціального призначення.

Актуальність створення такої нормативної бази важко переоцінити. Власне програма будівництва фортифікаційних споруд (так звана «Стіна») на лінії зіткнення з терористичними формуваннями на Донбасі не мала успіху саме з цієї причини.

Формування безпеки в галузі розквартирування військ та капітального будівництва, що залежить від багатьох чинників:

- прогресивних норм, розроблених на рівні сучасних досягнень світової науки;
- оптимальних проектних рішень;
- застосування сучасних стандартизованих будівельних технологій та будівельної техніки;

- застосування стандартизованих прогресивних надійних методик випробування.

Для досягнення максимальної продуктивності та найбільшого економічного ефекту потрібне уміле поєднання передових досягнень техніки і технології з передовою організацією будівництва. Правильний вибір організаційної схеми значною мірою визначає технологію виконання будівельно-монтажних робіт.

Організація і виконання робіт з міжнародної, регіональної, національної стандартизації дадуть можливість поетапно привести нормативно-технічну базу до директив ЄС та міжнародних технічних регламентів, що сприятиме усуненню технічних бар'єрів у торгівлі з країнами ЄС, залучить країну до системи колективної безпеки в Європі та позитивно вплине на економічні і соціальні аспекти функціонування економіки України.

На сьогодні для виконання цих завдань вдається за доцільне створити при Київському національному університеті будівництва і архітектури технічний комітет стандартизації будівництва об'єктів спеціального призначення. Створений ТК має зосередити свою роботу на розробленні проектів національних стандартів за визначеними напрямами, формуванні пропозицій щодо скасування застарілих нормативних документів, розробленні національних стандартів, гармонізованих із міжнародними та регіональними, співпраці у суміжних сферах з ТК країн СНД, міжнародних ISO, європейських CEN, а також співпраці з організаціями і підприємствами – розробниками проектів нормативних документів у сфері будівництва об'єктів спеціального призначення та іншими зацікавленими сторонами.

Підготовці документів нормування і стандартизації та створення нових принципів територіального планування має передувати проведення комплексного огляду сектору безпеки і оборони, на основі результатів якого та з урахуванням затверджених Кабінетом Міністрів України прогнозних фінансових показників готується Стратегічний бюлетень сектору безпеки та оборони України. Він має схвалюватися рішенням Ради національної безпеки і оборони України

та затверджуватися Президентом України за підсумками комплексного огляду. Порядок проведення комплексного огляду та основні вимоги до нього мають бути чітко регламентовані. Потрібно передбачати проведення комплексного огляду (обмеженого в часі) та подальшу організацію довгострокового планування не силами тимчасових робочих груп, як це відбувається нині, а на постійній основі, шляхом моніторингу загроз національній безпеці, розробки можливих прогнозів (сценаріїв) розвитку подій, визначення спроможностей, необхідних для виконання намічених завдань.

Для цього можна передбачити проведення вибіркових оглядів окремих складових сектору безпеки і оборони України, зокрема будівельного аспекту оборони. Тривалість проведення таких оглядів також доцільно обмежити.

Враховуючи багаторівневий і комплексний характер стратегічного планування і прогнозування у будівельній галузі сфери забезпечення національної безпеки, необхідно запровадити належну підготовку та перепідготовку фахівців у цій галузі, а також передбачати створення відповідних структурних підрозділів у кожному суб'єкті стратегічного планування і постійно діючих міжвідомчих робочих груп та залучати до цих процесів представників наукових та науково-дослідних установ.

Але головне – це забезпечення виконання стратегічних документів держави, у т.ч. державних програм і стратегічних планів розвитку у сфері забезпечення національної безпеки. Як зазначають експерти, процес змін не закінчується ухваленням стратегічних документів. Без їх ефективного впровадження важливі проблеми так і залишаться не розв'язаними. Тому процес впровадження слід розглядати як продовження циклу стратегічних змін у напрямку до його кінцевої мети – врегулювання проблем у сфері національної безпеки, що передусім стали причиною для проведення змін.

Висновки:

1. На сьогодні в Україні відсутня єдина система стратегічного прогнозування і планування у будівельній галузі сфери забезпечення національної безпеки, яка б розглядала сектор безпеки і оборони як цілісний об'єкт прогнозування і планування. Наразі законодавчо врегульовані питання планування лише одного компоненту цього сектору – спеціальні питання сфери оборони. Порядок та принципи прогнозування і планування діяльності інших компонентів нормативно не визначені, відбуваються розрізнено, безсистемно, не пов'язані між собою, а також з бюджетним процесом і з плануванням та реалізацією програм соціально-економічного розвитку держави. Впровадження єдиної системи стратегічного прогнозування і планування у будівельній галузі сфери забезпечення національної безпеки в Україні дозволить забезпечити: своєчасне і адекватне реагування на реальні та потенційні загрози національній безпеці, ефективне використання ресурсів органів і сил сектору безпеки і оборони, взаємозв'язок з іншими видами загальнодержавного планування і прогнозування, відповідність між пріоритетністю завдань у сфері забезпечення національної безпеки і реальними обсягами їх фінансування, що закладаються в проекті Державного бюджету України, відповідність документів стратегічного планування держави стандартам країн ЄС.

2. Впровадження такої системи потребує удосконалення відповідної законодавчої та нормативної бази. Стратегічне прогнозування і планування у будівельній галузі сфери забезпечення національної безпеки мають відбуватися на основі щорічного послання Президента України до Верховної Ради України про внутрішнє і зовнішнє становище України і Стратегії національної безпеки України, а також враховувати результати комплексного огляду безпеки і оборони. Процес організації і проведення останнього також має бути нормативно упорядкований.

3. У ході формування єдиної системи стратегічного прогнозування і планування у будівельній галузі сфери національної безпеки і оборони необхідно забезпечити взаємозв'язки між документами довгострокового, середньострокового та короткострокового стратегічного планування у сфері національної безпеки і оборони і їх відповідність загальнодержавним процесам стратегічного планування і складання Державного бюджету. Зокрема, план розвитку сектору безпеки і оборони має затверджуватися лише за наявності необхідного фінансового забезпечення.

4. На сьогодні певні елементи системи прогнозування та планування у будівельній галузі сфери забезпечення національної безпеки не перебувають навіть на стадії формування. Це стосується, у першу чергу, формування показників (індикаторів) стану національної безпеки та створення єдиної системи моніторингу, аналізу, прогнозування та прийняття рішень у будівельній галузі сфери національної безпеки і оборони.

Література

1. "Формування системи стратегічного планування і прогнозування у сфері національної безпеки України". Аналітична записка Відділ проблем національної безпеки (О.О. Резнікова, В.Ю. Цюкало) № 20, Серія «Національна безпека»
2. В.Х. Аскаров, С.С. Масловський. Нові підходи до організації системи оборонного планування в Збройних Силах України. - Електронний ресурс. - Режим доступу: http://defpol.org.ua/site/index.php/ru/arhiv/obonoglyad/1709-2010-04-08-10-45-34
3. Defence Capability Development Manual 2006. Australian Government, Department of Defence. - Електронний ресурс. - Режим доступу: www.defence.gov.au/publications/dcdm.pdf.
4. Оборонный менеджмент, Ознакомление. Под ред. Г. Букур-Марку и др./ Женева-Киев, 2011, стр.75.
5. Стратегічне планування: вирішення проблем національної безпеки. Монографія / В. П. Горбулін, А. Б. Качинський. – К. : НІСД, 2010. – 288 с.
6. Стратегічне планування: вирішення проблем національної безпеки. Монографія / В. П. Горбулін, А. Б. Качинський. – К. : НІСД, 2010. – 288 с.

УДК 69.07

к.т.н., доц. **Скорук Л.М.,** асп. **Сібіковський О.В.,**
Київський національний університет будівництва і архітектури

ВИЗНАЧЕННЯ ПРОГИНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ЗМІННОГО ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ ВІД ДІЇ РІВНОМІРНОГО НАВАНТАЖЕННЯ

Охарактеризовані кривизна та прогини балок змінного поперечного перерізу. Визначено прогини залізобетонних балок змінного поперечного перерізу від дії рівномірно розподіленого по всій довжині навантаження при різних умовах закріплення. Показана розбіжність у визначенні прогинів за допомогою розрахунків програмних комплексів та за допомогою нормативних документів.

Characterized curvature and deflection of beams of variable section. Determined deflections of reinforced concrete beams with a variable cross-section from the action of a uniformly distributed over the entire length of the load at different fixing conditions. It is shown that the difference in determining the deflection via software packages and calculations with the help of regulations.

При розробці архітектурно-планувальних рішень будівель та споруд досить важливим етапом проектування є призначення опалубних (габаритних) розмірів несучих конструкцій. При прольотах до 8,0 м між вертикальними несучими конструкціями в перекриттях у якості балок застосовують елементи постійного по довжині поперечного перерізу, що спрощує їх виготовлення. Однак, при більших прольотах використання у перекриттях балок постійного перерізу не є раціональними з точки зору ваги і витрат матеріалів, а також візуального сприйняття.

Використання залізобетонних балок змінного поперечного перерізу є доцільним у каркасах багатоповерхових гаражів-стоянок. Змінний поперечний переріз балок з ухилами по верхньому поясу в поздовжньому напрямку не більше 1% в таких каркасах дозволяє виконати ухил покриттів підлог, що дасть змогу відвести самоплином з перекриття атмосферні опади, бензин, масла і солі, які можуть потрапляти від автомобілів на покриття.

Використання залізобетонних балок змінного поперечного перерізу в багатопролітних багатоповерхових гаражах-стоянках дає змогу перекривати зальні приміщення прольотом 15…18 м. Для створення суцільної конструкції може влаштовуватись, як шарнірний так і жорсткий вузол кріплення ригелів між собою (рис.1).

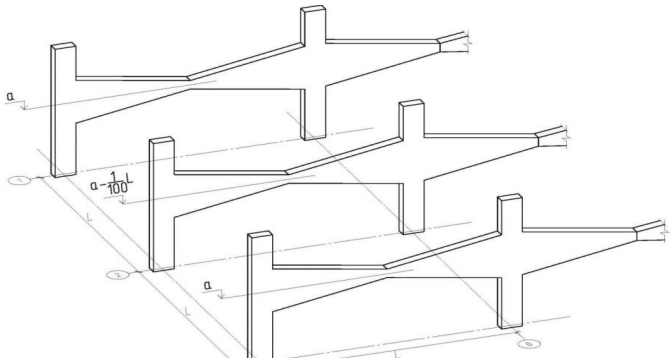


Рис. 1. Фрагмент каркасу гаражів-стоянок з можливим використання балок змінного поперечного перерізу.

Відповідно до [1] були визначені оптимальні можливі розміри каркасу з використанням балок змінного поперечного перерізу та розташування автомобілів з постійним їх зберіганням в однорядній, двосторонній, прямокутній (під 90 град) розстановці в манежі, так як дана розстановка автомобілів щодо осьової лінії внутрішнього проїзду забезпечує маневр автомобіля при заїзді і виїзді в будь-якому напрямі в рівних умовах, та для однорядної, односторонньої, під кутом до проїзду (під 45 градусів), так як таке розташування автомобілів щодо осьової лінії внутрішнього проїзду забезпечує найменший розмір між колонами каркасу.

Відповідно до [2, 3] були визначені та прийняті постійні та корисні навантаження на залізобетонну балку змінного поперечного перерізу. Для визначення достатності прийнятих розмірів балок був виконаний їх розрахунок за першою та другою групами граничних станів.

Розрахунок балки змінного поперечного перерізу виконувався з використанням програмного комплексу SCAD 21.1 [4], для якого і складалась розрахункова схема.

В програмі SCAD поки не передбачено скінченного елементу який відповідав би геометричним параметрам балки змінного поперечного перерізу. Тому для спрощеного розрахунку, аналізу та порівняння результатів розрахунку, балку змінного поперечного перерізу було змодельовано з набору стержньових елементів (рис. 2). Жорсткістні характеристики та так званні «жорсткі вставки», для отримання відповідного нахилу балки (геометрії), кожному з елементів задавались окремо.

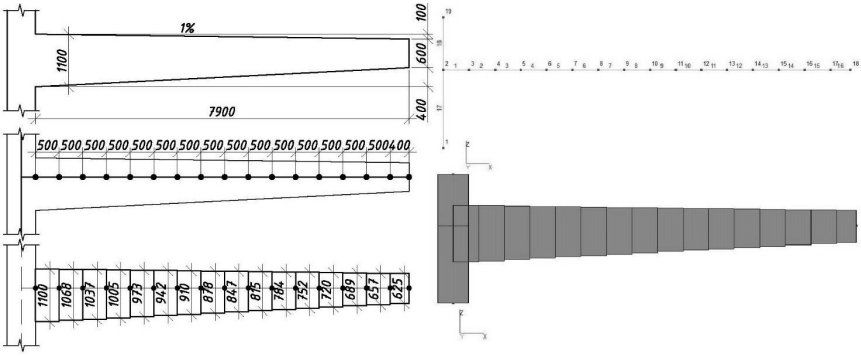


Рис. 2. Моделювання балки змінного поперечного перерізу з стержньових елементів в програмі SCAD.

Для визначення напружено-деформованого стану балки змінного поперечного перерізу в багатопролітному каркасі гаражів-стоянок розглянуто дві найбільш можливі розрахункові схеми (рис. 3).

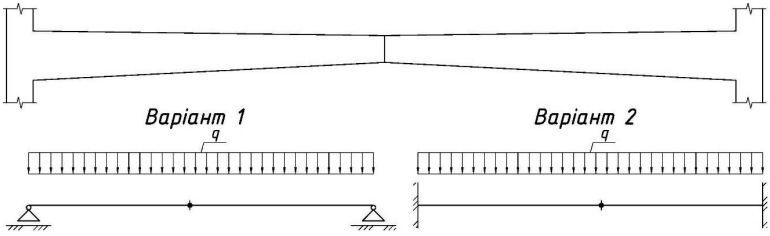
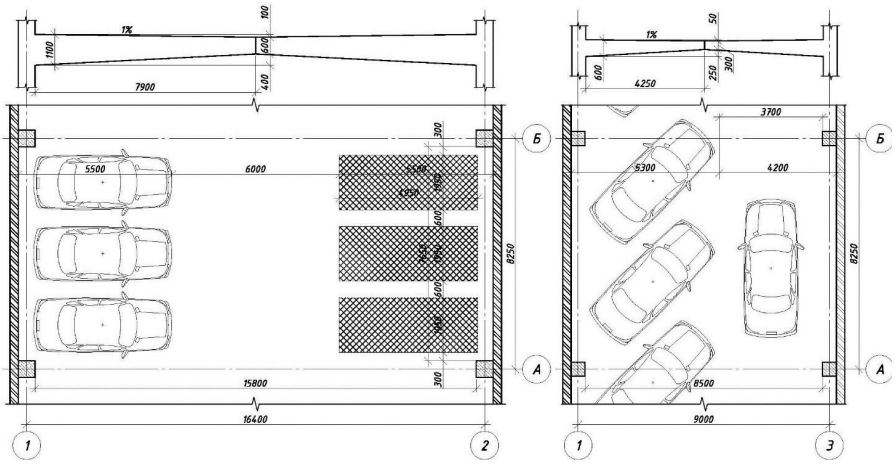


Рис. 3. Можливі розрахункові схеми балки змінного поперечного перерізу: варіант 1 - однопролітна балка з шарнірним опиранням, варіант 2 - однопролітна балка з жорстким защемленням.

Для розрахунку прийнято 2 типи розташування автомобілів та поперечних перерізів рам з балками змінного поперечного перерізу:

- тип 1: однорядна, двостороння, прямокутна (під 90 градусів) розстановка в манежі з прольотом 15,8 м в просвіті між колонами;
- тип 2: однорядна, одностороння, під кутом до проїзду (під 45 градусів) розстановка в манежі з прольотом 8,5 м в просвіті між колонами.



Тип 1 Тип 2

Рис. 3. Прийняті типи поперечників для розрахунку.

Вихідні дані прийняті для розрахунку балки змінного поперечного перерізу зведені до таблиці 1.

Таблиця 1

Тип	Варіант схеми	Проліт (l), м	Товщина (b), м	Висота (h), м	Навантаження без власної ваги (q), т/м	Бетон	Арматура	Момент (M), тм
1	1	15,8	0,6	0,6…1,1	7,95	С20/25	А240С, А400С	283,6…23,3
	2							61,8…-251,8
2	1	8,5	0,5	0,3…0,6	7,95	С20/25	А240С, А400С	65,1…10,4
	2							14,5…-58,9

Результати розрахунку по визначенню переміщень для представлених варіантів в програмі SCAD приведені в таблиці 2.

Враховуючи, що у програмі розрахунок виконується в лінійній постановці було виконано перевірний ручний розрахунок за різними методиками, які наведені в [5…10].

Деформації (прогини, кути поворотів) залізобетонних елементів визначають по кривизнам, використовуючи формули будівельної механіки.

Основна узагальнена формула визначення прогину обумовленого деформацією згину:

$$f_M = \int_0^1 M(x)\left(\frac{1}{r}\right)_x dx \tag{1}$$

В [5] допускається для балок змінного перерізу виконувати спрощений розрахунок прогинів балки змінного поперечного перерізу, де приймається умовно висота балки постійною з геометричними характеристиками перерізу, який знаходиться на $0{,}37l_0$ від опори. Результати прогину балки змінного поперечного перерізу за [5] наведені в таблиці 2.

Відповідно до [6…9] для однопролітних статично визначених елементів постійного перерізу, що працюють за балковою схемою, прогин визначають за формулою:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right) k_m l^2 \tag{2}$$

Результати прогину балки змінного поперечного перерізу за [6…9] наведені в таблиці 2.

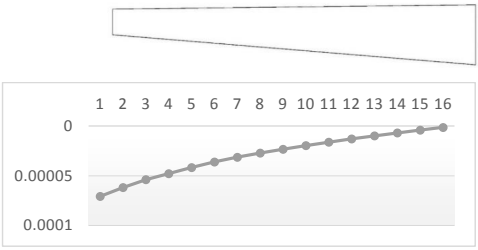
Відповідно до [10] кривизна елементів на ділянках без тріщин в розтягнутій зоні визначається за формулою:

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{M\varphi_{b2}}{\varphi_{b1}E_b I_{red}} \tag{3}$$

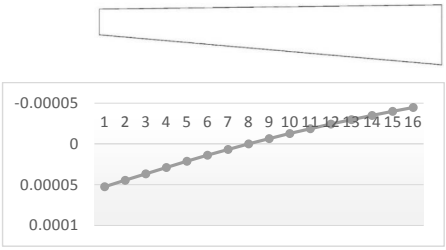
Відповідно до [10] кривизна елементів на ділянках з тріщинами в розтягнутій зоні визначається за формулою:

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{M_s}{h_0 z}\left[\frac{\psi_s}{E_s A_{sp} + E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b v_b}\right] - \frac{N_{tot}\psi_s}{h_0 (E_s A_{sp} + E_s A_s)} \quad (4)$$

Результати розрахунку для половини балки змінного поперечного перерізу з виникненням тріщин та з введенням однакової арматури у всіх елементах в верхній та нижній зонах за методикою наведеною в [10] відображені в таблиці 2 та на графіках кривизни.



Кривизна варіанту 1



Кривизна варіанту 2

Для перевірки отриманих даних виконано перемножування отриманих епюр кривизни відповідно до [7] та одиничної епюри. Результати отриманих даних наведені в таблиці 2.

Зведені результати розрахунку прогину балки змінного поперечного перерізу за різними методиками наведені в таблиці 2.

Таблиця 2

Тип	Характеристика	Методика розрахунку	Варіант 1	Варіант 2
1	Переміщення в середині прольоту (Δ), мм	SCAD	118,16	14,61
	Прогин в середині прольоту (f), мм	За [5]	108,54	99,83
		За [6…9]	183,96	246,96
		За [10]	126,9	49,45
		Перемноження епюр	108,36	45,21
2	Переміщення в середині прольоту (Δ), мм	SCAD	64,33	8,06
	Прогин в середині прольоту (f), мм	За [5]	53,88	24,53
		За [6…9]	130,97	145,64
		За [10]	80,7	25,44
		Перемноження епюр	64,96	22,06

Різниця між отриманими даними переміщень в SCAD та прогинами за наведеними методиками в [5…10] в «коефіцієнтному» співвідношенні, де за 1 були прийняті значення переміщень отриманих при розрахунку в SCAD, наведені в таблиці 3.

Таблиця 3

Тип	Характеристика	Методика розрахунку	Варіант 1	Варіант 2
1	Переміщення в середині прольоту (Δ), мм	SCAD	1	1
	Прогин в середині прольоту (f), мм	За [5]	0,9	6,8
		За [6…9]	1,6	16,9
		За [10]	1,1	3,4
		Перемноження епюр	0,9	3,1
2	Переміщення в середині прольоту (Δ), мм	SCAD	1	1
	Прогин в середині прольоту (f), мм	За [5]	0,8	3,0
		За [6…9]	2,0	18,1
		За [10]	1,3	3,2
		Перемноження епюр	1,0	2,7

Аналізуючи отримані результати розрахунку прогинів балки змінного перерізу за різними методиками можна зробити наступні висновки:

1) розрахунок прогину за методиками, наведеними в [5…9], можна виконувати лише для попереднього спрощеного приблизного результату, оскільки наведені там формули стосуються лише балок постійного поперечного перерізу.

2) безпосередній вплив на кривизну балок змінного поперечного перерізу вносить розташування та прийнята площа арматури в поперечному перерізі балки. Тобто, чим більша площа необхідної за розрахунком арматури, тим меншими виходять значення кривизни та відповідно прогинів балки змінного поперечного перерізу.
3) прогин балок змінного поперечного перерізу рекомендується виконувати за методикою, наведеною в [10], або за формулами будівельної механіки, тобто перемножуванням епюр кривизн (для ділянок з і без тріщин) з одиничними епюрами моментів.
4) для отримання фактичного значення прогину балок змінного поперечного перерізу переміщення, отримані у програмі SCAD для шарнірного варіанту опирання балок змінного поперечного перерізу можна залишати без змін, а для жорсткого варіанту опирання, необхідно домножити на умовний коефіцієнт $[k_{\Delta 1}] = 3$.

Література

1. ДБН В.2.3-15-2007. Споруди транспорту. Автостоянки і гаражі для легкових автомобілів. – К.: Мінбуд України 2007р. – 37 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ. – 2006 р.
3. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. К. 2009.
4. SCAD Office. Версия 21.1. Вычислительный комплекс SCAD++ / В.С.Карпиловский, Э.З.Криксунов, А.А.Маляренко, А.В.Перельмутер, М.А.Перельмутер, - М.: издательство «СКАД СОФТ», 2015,-808 с.
5. Железобетонные конструкции: Курсовое и дипломное проектироваиие / Под ред, А. Я. Барашикова. — К.: Вита шк. Головное изд-во, 1987.— 416 с.
6. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М Бамбура О.М. Пустовойтова та ін.; за заг. ред. В.С. Шмуклера. Харків: Золоті сторінки, 2015. — 208 с.
7. BS 8110-1:1997 Structural use of concrete — Part 1: Code of practice for design and construction. - 172 с.
8. BS 8110-2:1985 Structural use of concrete — Part 2: Code of practice for special circumstances. - 68 с.
9. BS 8110-2:1985 Structural use of concrete — Part 3: Design charts for singly reinforced beams, doubly reinforced beams and rectangular columns. - 64 с.
10. Проектирование железобетонных конструкций: Справоч. пособие / А.Б.Голышев, В.Я.Бачинский, В.П.Полищук и др.; Под ред. А.Б.Голышева. — К.: Будівельник, 1985. — 496 с.

УДК 623.126.2

д.т.н., профессор **Савицкий Н.В.,** к.т.н., доцент **Никифорова Т.Д.,**
Государственное высшее учебное «Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры», г. Днепропетровск

УКРЕПЛЕННЫЕ РАЙОНЫ И МОБИЛЬНЫЕ БЛОК-ПОСТЫ ДЛЯ ОБОРОНЫ ТЕРРИТОРИИ И ЗАЩИТЫ ЛИЧНОГО СОСТАВА В ЗОНЕ ПРОВЕДЕНИЯ АНТИТЕРРОРИСТИЧЕСКОЙ ОПЕРАЦИИ

На основі наукових розробок запропоновані матеріали, конструкції, системи інженерного обладнання для фортифікаційних споруд з метою захисту території України й ефективного захисту особистого складу.

On the basis of scientific developments the materials, structures and engineering equipment systems were proposed for fortification constructions with a view to ensure the defense of the territory of Ukraine and effective protection of personnel.

Введение.

На заседании Кабинета министров Украины 10.09.2014 года была отмечена необходимость максимального укрепления государственной границы и линии непосредственного противостояния с боевиками в зоне антитеррористической операции (АТО).

Кроме того, в настоящее время актуальной является проблема устройства быстровозводимых и мобильных блокпостов для решения задач в зоне антитеррористической операции и на ее границах. Попытки решения этой задачи были реализованы несколькими группами отечественных разработчиков (Запорожье, Львов, Николаев). Данные конструкции имеют ряд недостатков, которые не позволяют их в полной мере использовать в настоящих условиях, поэтому необходима разработка предложений по устройству укрепленных районов и мобильных блок-постов.

Изложение основного материала.

Укрепленные районы. Укрепленные районы (УРы) представляют собой в общем виде совокупность инженерных сооружений различного масштаба и устройства и создаваемые для непосредственного обеспечения действий сухопутных войск.

Укрепленным районом называется участок местности, оборудованный долговременными и полевыми фортификационными сооружениями, системой огня, инженерными заграждениями и подготовленный для занятия обороны специально предназначенными войсками, а также для обороны совместно с другими частями.

Оборудование таких высокоустойчивых укрепленных районов может производиться путем усиления полевых укрепленных позиций, постройкой более прочных фортификационных сооружений или путем заблаговременного создания укрепленных позиций с постройкой фортификационных сооружений большой мощности.

Укрепленные районы создаются для прикрытия и обороны районов, имеющих первостепенное оперативно-стратегическое значение, с целью исключения внезапного вторжения противника в глубину территории страны и обеспечения подхода и вступления в бой сухопутных войск.

В состав войск, предназначенных для занятия обороны УР, могут входить артиллерийско-пулеметные полки (дивизионы) или отдельные пулеметно-артиллерийские батальоны, танковые или танко-самоходные батальоны, отдельные мотострелковые и танковые роты, артиллерийские подразделения и подразделения тактических ракет, саперные (инженерно-технические), связи и другие подразделения.

Построение полосы обороны УР решается для каждого укрепленного района, в зависимости от конкретной обстановки.

В состав полосы обороны может входить: передовая позиция, позиции боевого охранения, иногда - полоса обеспечения; две-три оборонительных позиции; позиции резервов, огневые рубежи танков и противотанкового резерва, промежуточные и отсечные позиции; позиции артиллерийских дивизионов и дивизионов тактических ракет; система инженерных заграждений.

Передовая позиция создается на расстоянии 3 - 5 км перед передним краем обороны УР и оборудуется отдельными ротными или взводными опорными пунктами.

Позиции боевого охранения подготавливаются перед фронтом обороны батальонов (дивизионов) на тех участках, где не создается передовая позиция.

При значительном удалении УРа от государственной границы создается полоса обеспечения глубиной до 15 км.

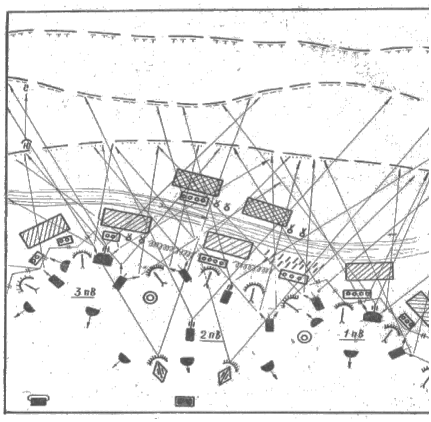
Оборонительные позиции оборудуются фортификационными сооружениями. Расстояние между позициями принимается 4 - 6 км. Первая оборонительная позиция имеет наибольшую плотность фортификационных сооружений (долговременных и полевых).

Основой каждой оборонительной позиции являются опорные пункты рот (батарей), которые включают в себя опорные пункты взводов с фортификационными сооружениями, огневые позиции орудий, ПТУРС, танков и САУ.

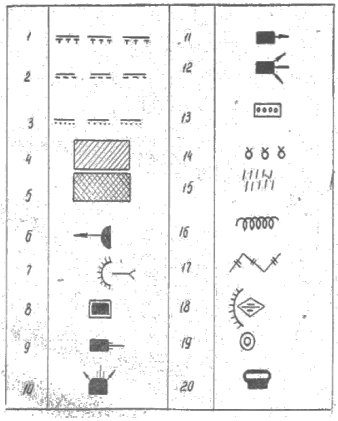
Принципиальная схема фортификационного оборудования опорного пункта пулеметной роты в оборонительной позиции УРа представлена на рис. 1.

Промежуточные и отсечные позиции создаются на рубежах, обеспечивающих создание огневых мешков, а также на флангах УР. Огневые рубежи танкового и противотанкового резервов подготавливаются на танкоопасных направлениях.

Основу полосы обороны УР составляют районы обороны батальонов (дивизионов) и опорные пункты отдельно обороняющихся рот (батарей), костяком которых являются огневые фортификационные сооружения в сочетании с системой инженерных заграждений. Районы обороны и опорные пункты занимают на местности участки, размеры которых приведены в табл. 1.



а)



б)

Рис. 1. Принципиальная схема:

а – фортификационного оборудования опорного пункта пулеметной роты в оборонительной позиции Укрепленного района (УРа); б – условные обозначения: 1 - зона огня ПТУРС; 2 - зона огня танков, САУ, орудий из ДОС; 3 - зона сплошного огня из стрелкового оружия; 4 - участок СО пулеметного взвода; 5 - участок СО пулеметной роты; 6 - железобетонный колпак для пулемета; 7 - окоп для РПГ ДОС; 8 - командно-наблюдательный пункт роты; 9 - железобетонное ДОС для орудия; 10 - то же, для двух пулеметов и орудия; 11 - то же, для одного пулемета; 12 - то же, для двух пулеметов; 13 - противотанковое минное поле; 14 - фугасы; 15 - надолбы; 16 - малозаметные заграждения; 17 - проволочные заграждения; 18 - самоходно-артиллерийская установка (САУ) в окопе; 19 - окоп для стрельбы из пулемета по воздушным целям; 20 – блиндаж

Инженерные заграждения в первую очередь устанавливаются перед опорными пунктами рот (батарей), в промежутках между ними, на флангах и на подступах к долговременным огневым сооружениям.

Основу инженерных заграждений составляют минно-взрывные заграждения, прикрываемые огнем. В опорном пункте пулеметный взвод

занимает два-три, а артиллерийско-пулеметный взвод один-два долговременных огневых сооружения.

Как правило, строительство долговременных фортификационных сооружений производится силами и средствами капитального строительства, а оборудование полевых ФС - силами инженерных войск или личным составом общевойсковых частей, занимающих оборону в УРе.

Таблица 1

Районы обороны и опорные пункты

Наименование объекта	По фронту	В глубину
Район обороны батальона (дивизиона)	8—12 км	До 4,0 км
Опорный пункт роты (батареи)	3—4	2,0
Опорный пункт взвода	До 1,5	0,5

Фортификационные сооружения, создаваемые в УРе, по назначению можно разделить на огневые, командные (командно-наблюдательные) пункты, убежища и укрытия.

В зависимости от установленного вооружения долговременные огневые сооружения (ДОСы) могут быть артиллерийские (для 1-2 орудий), артиллерийско-пулеметные (для 1 орудия и 2 пулеметов), пулеметные (для 1-3 пулеметов), минометные (для 1-2 минометов).

По направлению огня ДОСы могут быть фронтального, флангового (капониры и полукапониры) и кругового действия (с броневыми башнями).

Для управления войсками в ходе боя создаются долговременные сооружения командных (командно-наблюдательных) пунктов. В сооружениях командных пунктов размещаются командир УРа, командиры батальонов (дивизионов), их штабы и начальники служб.

В сооружениях командно-наблюдательных пунктов - командиры рот (батарей) и командиры взводов. КНП командиров рот (батарей) возводят в глубине опорного пункта роты (батареи), а КНП командира взвода оборудуется в одном из долговременных огневых сооружений взвода. Кроме того, в УРе создается запасной командный пункт (ЗКГТ) командира УРа и тыловой пункт управления (ТПУ) в районе расположения тыловых подразделений. При необходимости создаются также запасные командные пункты для командиров батальонов (дивизионов).

Долговременные артиллерийские сооружения и сооружения командных (командно-наблюдательных) пунктов оборудуются перископами, средствами радио- и телефонной связи, приборами ночного видения.

Долговременные фортификационные сооружения (ДФС) обеспечивают защиту находящихся в них войск от воздействия обычных средств поражения. В ДФС создается запас топлива на 10 суток и воды на 5 суток.

Для защиты боевой, автотракторной и другой техники, а также материальных средств создаются укрытия.

В мирное время личный состав войск УР размещается в районах оборонительных позиций в казармах (блиндажах), расположенных вблизи от ДФС.

Возможности ФС для обеспечения защиты войск от современных средств поражения достаточно велики. Применение ФС повышенной прочности (ДФС) может значительно снизить потери войск и решить вопрос обеспечения устойчивости обороны УРа при воздействии современного оружия.

Возведение фортификационных сооружений в сочетании с инженерными заграждениями, маскировкой войск и инженерных сооружений в своей совокупности решает задачи активной и устойчивой обороны в полосе укрепленного района**.**

Мобильные блок-посты. Используя имеющиеся наработки в области строительных материалов с учетом современных тенденций развития

фортификационных сооружений предлагается комплексное решение по устройству бункера мобильного блок-поста. В данной конструкции решен целый ряд задач, которые ставятся перед подобными сооружениями.

1. Стены бункера выполнены из фибробетона со стальной фиброй, который, по сравнению с обычным железобетоном имеет в 8…10 раз большую ударную прочность. При соответствующем подборе параметров стена толщиной 150 мм, выдерживает обстрел пулемета калибра 12.5 мм (рис. 2).

2. Экраны из поперечно вытянутых листов (ПВЛ) и арматуры (рис. 3, рис. 4), выполненные на стенах бункера, могут эффективно отражать кумулятивные боеприпасы. Подобные экраны эффективно используются в зоне АТО для увеличения защищенности техники.

3. Сетки на бойницах обеспечивают эффективную защиту от гранат, не мешая работе пулеметчиков.

4. Козырьки над бойницами и дверным проемом обеспечивают дополнительную защиту от гранат и улучшают скрытность огневых точек.

5. Размещение бойниц и распределение секторов обстрела дает возможность вести круговую оборону бункера.

Заглубление конструкции бункера ниже уровня земли с четкими отметками по бойницам обеспечивают надежную защиту личного состава от различных типов артиллерийского огня.

6. Эффективный утеплитель толщиной 50 мм, выполненный из негорючих материалов, герметичные окна на бойницах в комплексе с возможностью устройства твердотопливного отопления, автономный генератор электричества обеспечивают работу бункера в любых температурных диапазонах.

7. Внутреннее устройство бункера дает возможность не только для нормальной работы станковых пулеметов, но и для обеспечения бытовых потребностей бойцов во время службы.

8. Вес бункера не превышает 20 т в варианте при цельномодульном исполнении, он может перевозиться автомобильным трейлером и устанавливаться на позиции стреловым краном. Вес отдельных элементов не превышает 1,5 т при сборном исполнении.

9. Стоимость 1 м^2 конструкции составляет 1294 грн. Стоимость 1м^2 бронированной стали Ramor (толщина 6,5 мм) – 6000 грн.

а)

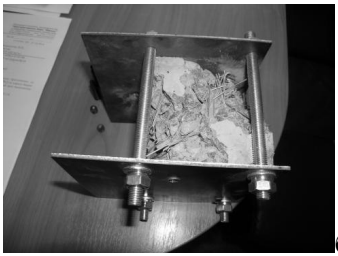

б)

Рис. 2. Образцы фибробетона: а - до отстрела; б - после отстрела калибром 7,62 мм

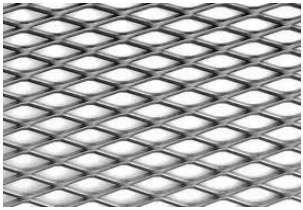


Рис. 3. Листы ПВЛ, из которых предполагается изготовление экранов

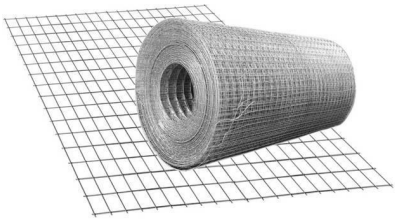


Рис. 4. Арматурные сетки, устанавливаемые на бойницах

Ниже (рис. 5) приведена примерная визуализация объекта. Данная конструкция бункера может быть цельно-перевозимой или сборной и полностью готовая к выполнению задач после установки бункера на заранее подготовленные позиции.

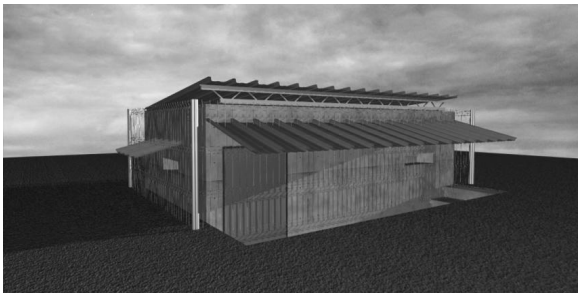


Рис. 5. Общий вид мобильного блок-поста

Выводы

Для обеспечения обороны территории Украины и эффективной защиты личного состава необходимо:

- разработать техническое задание на необходимые характеристики конструкций и материалов для долговременных огневых сооружений (ДОС) с учетом современных огневых средств;

- на основе имеющихся научных разработок предложены материалы, конструкции, системы инженерного оборудования для фортификационных сооружений;

- начать проектирование и строительство укрепрайонов на стратегических направлениях обороны.

Литература

1. Руководство по войсковым фортификационным сооружениям. Утверждено Начальником инженерных войск 15.12.1962 г. Военное издательство Министерства обороны СССР. – Москва, 1962 г.

2. Калибернов Е.С. Справочник офицера инженерных войск. Военное издательство. – Москва, 1989 г.

3. Калибернов Е.С, Корнев В.И., Сосков А.А. Инженерное обеспечение боя. Военное издательство. – Москва, 1984 г.

4. Учебник. Военно-инженерная подготовка. Военное издательство. Москва. – 1982 г.

5. Наставление по обеспечению боевых действий Сухопутных Войск. Часть IV. Инженерное обеспечение. Действия частей и подразделений инженерных войск. Военное издательство. – Москва, 1985 г.

6. Наставление по по военно-инженерному делу для Советской Армии. Военное издательство. – Москва, 1984 г.

7. Сборник нормативов по инженерному обеспечению боевых действий войск. Оперативно-тактические нормативы. Военное издательство. – Москва, 1970 г.

УДК 692.693.5(075.8)

Першаков В. М., Бєлятинський А. О., Лисницька К. М.,
Національний авіаційний університет, м. Київ, Україна

ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ТА КАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ В АВАРІЙНИХ ТА РЕКОНСТРУЙОВАНИХ БУДІВЛЯХ

Стаття присвячена огляду наочного посібника (англійською мовою) з підсилення та реконструкції пошкоджених за різних причин залізобетонних та кам'яних елементів будівель та споруд. В ньому представленні технічні рішення з підсилення плит, балок, колон, стін, що використовуються під час ремонтних та відновлювальних робіт.

This paper provides an overview of visual guide dedicated to strengthening and reconstruction of damaged for various reasons, concrete and stone elements of buildings and structures. It presents a summary of technical solutions on strengthening slabs, beams, columns, walls which have found a wide application in repair and reconstruction building works.

На теперішній час в містах України накопичився значний об'єм будівель, що були побудовані ще за радянських часів, особливо в післявоєнний час, в період масового типового будівництва. Ці будівлі та споруди мають різний рівень фізичного і морального зносу і потребують як детального аналізу фізичного стану і рівня комфорту, так і визначення шляхів їх реконструкції для досягнення ними сучасних споживчих якостей.

Зношення та пошкодження несучих конструкцій чи їх зв'язків і, як наслідок, зменшення міцності, жорсткості елементів розрахункових схем призводять до зниження конструктивної безпеки споруди. При найгіршому поєднанні негативних факторів вони можуть призвести до раптової руйнації будівлі, що може нести не лише економічні, а й значні соціальні втрати.

Отже, тема дослідження підсилення залізобетонних та кам'яних конструкцій аварійних та реконструйованих будівель є актуальною.

Навчально-науковим інститутом Аеропортів НАУ сумісно з КНУБА було видано новий наочний посібник «Strengthening of reinforced concrete and stone members in damaged and reconstructed buildings and structures» / Підсилення залізобетонних та кам'яних конструкцій аварійних і реконструйованих будівел.

Атлас схем та креслень (рис.1) був виданий авторами: Барашиковим А. Я., Лапенко О. І., Першаковим В. М., Бєлятинським А. О., Білокуровим П. С. За редакцією д.т.н. професора А. Я. Барашикова в Києві, у книжковому видавництві НАУ в 2016 році.

Рис.1. Наочний посібник «Strengthening of reinforced concrete and stone members in damaged and reconstructed buildings and structures»/ Підсилення залізобетонних та кам'яних конструкцій аварійних і реконструйованих будівель та споруд

Наочний посібник являє собою перелік схем та креслень з підсилення залізобетонних та кам'яних конструкцій будівель та споруд, а також з підсилення основ та фундаментів. В ньому представленні технічні рішення з підсилення плит, балок, колон, стін та перегородок, основ та фундаментів (понад 500 варіантів), що використовуються при ремонтних роботах та при реконструкції. Також в атласі представлені рішення щодо реконструкції та відновлення окремих частин елементів будівель. Всі креслення мають у своєму складі пояснення.

Нижче приведені приклади з підсилення залізобетонних та кам'яних конструкцій будівель та споруд.

Наочний посібник складається з 51 параграфу, що об'єднують у групи типи руйнувань тих чи інших конструкцій та методи їх підсилення (рис.2).

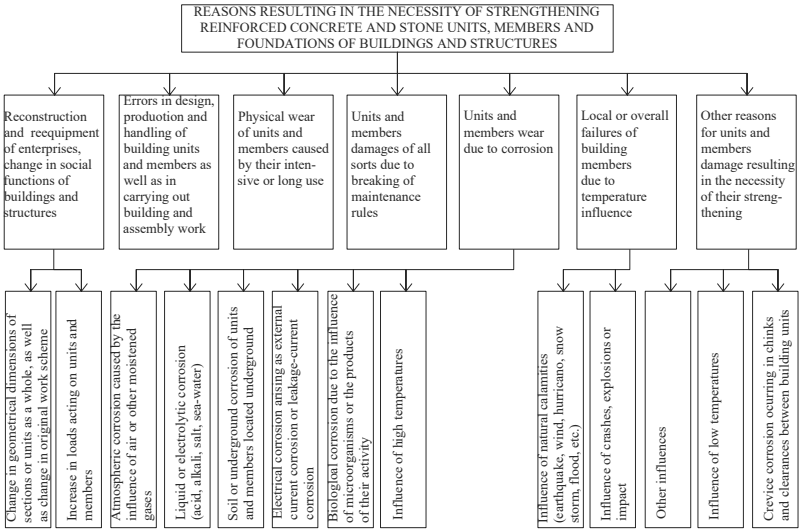
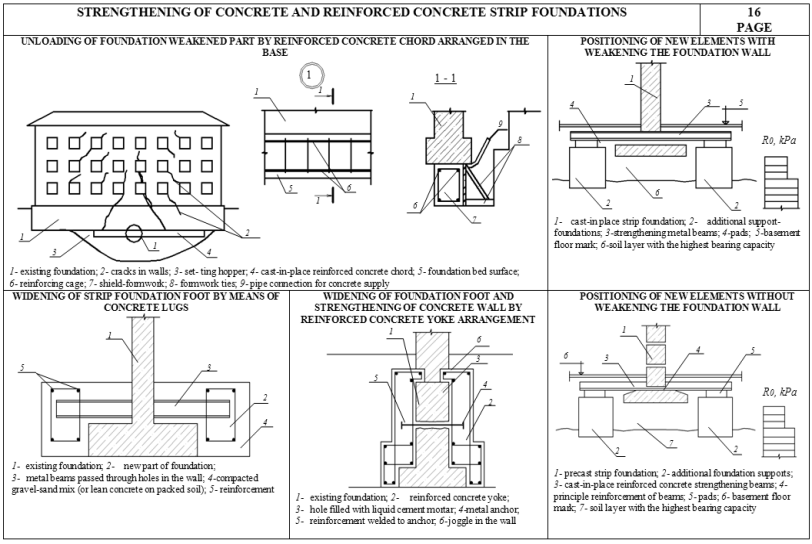


Рис.2. Причини, що призводять до необхідності підсилення залізобетонних та кам'яних конструкцій, елементів та фундаментів будівель та споруд

Темі методів руйнувань залізобетонних та кам'яних конструкцій будівель присвячено перший параграф. Наступна група параграфів (з другого по дванадцятий) присвячена підсиленню різних типів фундаментів: мілкого залягання, палевих, залізобетонних, цегляних та ін. (рис.3). Надалі описуються методи підсилення колон, рамних конструкцій, стін. Розглядаються руйнування вузлів з'єднань колон та стін з плитами покриття та перекриття (рис.4), руйнування та відновлення сходових маршів, методи захисту кам'яних та залізобетонних конструкцій від замочування, запобігання корозії (рис.5).

В наочному посібнику розглянуто величезна кількість варіантів пошкоджень та руйнувань різних типів конструктивних елементів: тріщин, сколів, вибоїн, оголення арматури в залізобетонних та кам'яних конструкціях; корозії металевих елементів конструкцій балок, ферм, колон; деформації та прогини плит та балок перекриттів; руйнування фундаментів, їх деформації внаслідок просадки ґрунтів, надмірних навантажень, впливу споруд, що

розміщенні поруч; замочування конструкцій внаслідок відсутності або пошкодження гідроізоляції або водовідводу та ін.



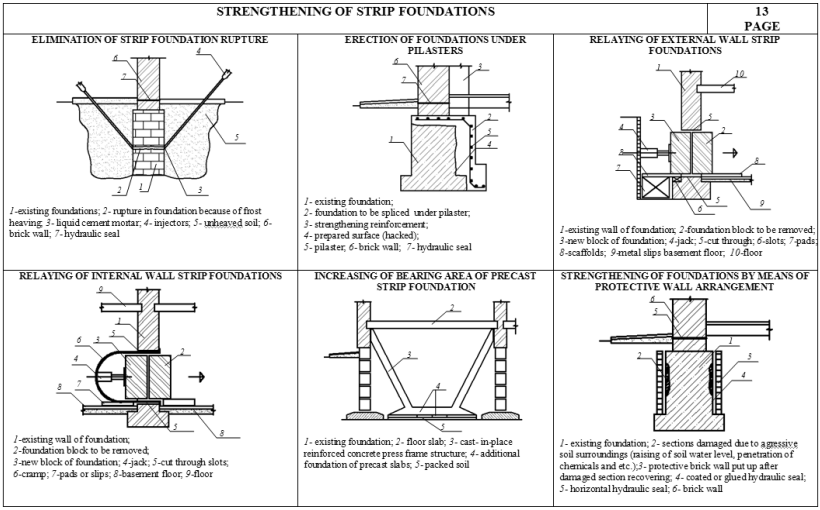


Рис.3. Приклад підсилення конструкцій фундаментів

Останні параграфи розглядають пошкодження та методи відновлення роботи балок та плит покриття, дахів, кров'яних ферм та балок.

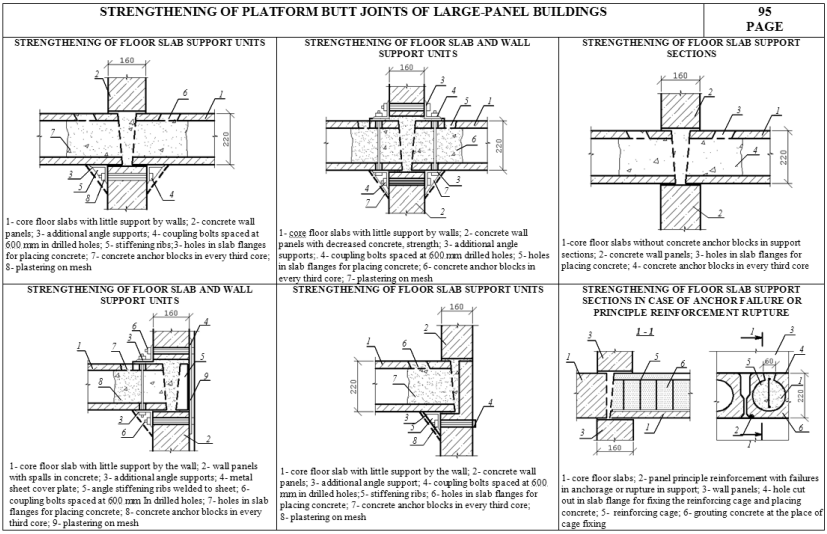


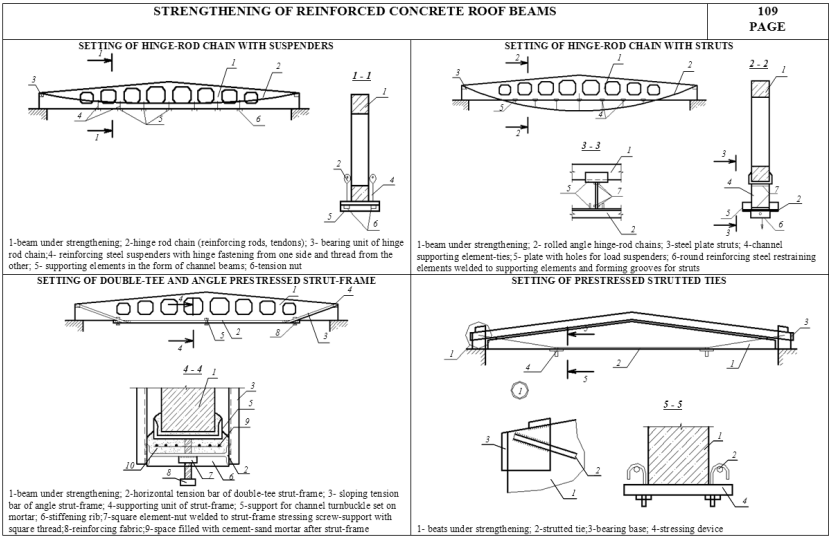
Рис.4. Приклад підсилення конструкцій плит перекриття

Посібник представлений графічними схемами та кресленнями з конкретними методами ремонту. Він містить понад 500 схем підсилення несучих елементів каркасу, що використовуються при ремонтних роботах та реконструкції.

Атлас рекомендований навчально-методичною редакційною радою інституту аеропортів Національного авіаційного університету для студентів напрямку підготовки 6.060101 «Будівництво» вищих навчальних закладів і призначений для наукових та інженерно-технічних фахівців, співробітників науково-дослідних, проектних, будівельних організацій, а також аспірантів і студентів будівельних та авіаційних вищих навчальних закладів і факультетів.

Отже, посібник «Strengthening of reinforced concrete and stone members in damaged and reconstructed buildings and structures» на сьогоднішній час має надзвичайну актуальність. Він не лише відображає типи пошкоджень конструктивних елементів, але й легко та наочно пояснює як підсилити

конструкції, як найекономнішим методом надати їм додаткового терміну безпечної експлуатації, забезпечити їх надійність та довговічність.



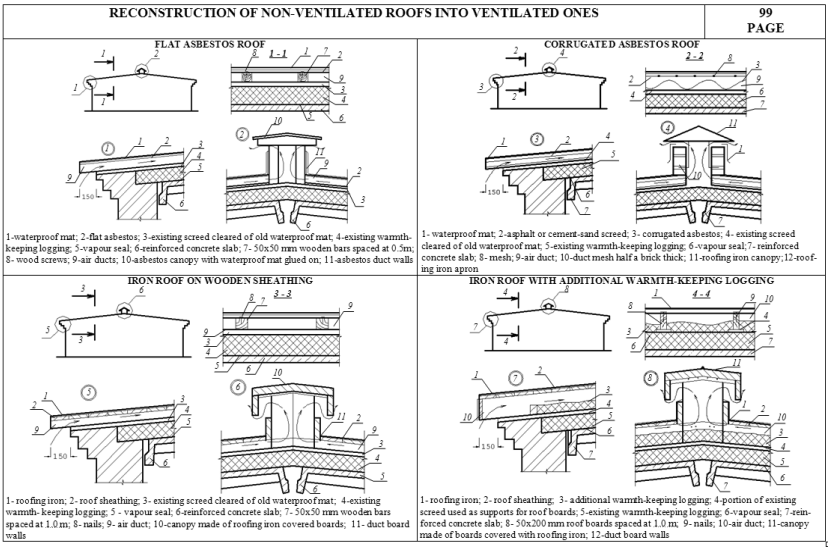


Рис.5. Приклад підсилення конструкцій залізобетонних балок покриття, відновлення пошкодженої гідроізоляції та водовідводу

Література

1. Барашиков А. Я., Лапенко О. І., Першаков В. М., Бєлятинський А. О., Білокуров П. С. Strengthening of reinforced concrete and stone members in damaged and reconstructed buildings / Підсилення залізобетонних та кам'яних конструкцій аварійних и реконструеваних будівель (англійською мовою). Атлас схем та креслень. За редакцією д.т.н. професора А. Я. Барашикова.- К.: Книжкове видавництво НАУ, 2016. - 126 с.
2. Барашиков А. Я. Методика розрахунку залізобетонних конструкцій за деформативною моделлю згідно з проектом нових норм України / Сучасне промислове та цивільне будівництво №1, т. 1, 2005. - С. 13 - 18.
3. Барашиков А. Я. Надежность зданий и сооружений / А. Я. Барашиков, М. Д. Сирота. - К.: УМК ВО, 1993. - 212 с.
4. Барашиков А. Я. и др. Оценка технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений. - К.: НМЦ Держнаглядохоронпраці України, 1998. - 232 с.
5. Барашиков А. Я. Оцінювання технічного стану будівель та інженерних споруд: навч. посіб. / А. Я. Барашиков, О. М. Малишев.-К.: Основа, 2008. - 320 с.
6. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий / А. И. Мальганов, В.С. Плевков, А. И. Полищук. - Томск: Том. ун-т., 1990. - 456 с.
7. 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.
8. ДБН В.1.2-1-95. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Положення про розслідування причин аварій (обрушень) будівель, споруд, їх частин та конструктивних елементів. Київ. Держкоммістобудування України. 1995. - 23 с.
9. Технічне обстеження та нагляд за безпечною експлуатацією будівель та інженерних споруд / О. М. Малишев, В. Д. Віроцький, О. О. Нілов, О. В.Сергійчук, В. С. Бачинський, Н. О. Костира, Л. І. Лавриненко, М. А. Новгородський: Навч. посіб. - К.: ДП «Головний навчально-методичний центр», 2001 - 705 с.
10. Сорочан Е. А. Фундаменты промышленных зданий. -М.: Строиздат, 1986. – 303 с.
11. Строительство и ремонт одноэтажных домов: Пер. со словац. / М. Дедек, Д. Долань, В. Гаек (рук. коллектива)и др. - М.: Стройиздат, 1981. – 296 с.

УДК 624.131.64

к.т.н., доцент **Афанасьєва Л.В.,**
Київський національний університет будівництва і архітектури

ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ В УМОВАХ ВИСОКОШВИДКІСНОГО УДАРУ

Наведені результати досліджень напруженого стану бетонних і залізобетонних елементів при дії високошвидкісного удару і обґрунтована можливість їх застосування в спорудах різного призначення
Модель, ударник, плита, взаємодія.

There are brought the research results of concrete and reinforced concrete elements intensive state under the high-speed impact and there is grounded their application ability in variant construction designations
Ключові слова
Model, drop point, flagstone, interaction

Будівництво багатьох споруд неможливо без урахування їх реакції на динамічні навантаження, в тому числі на дію високошвидкісного удару. Але процес пробивання твердими тілами залізобетонних конструкцій потребує масштабного дослідження.

Метою проведених чисельних досліджень є вивчення процесів деформування й руйнування залізобетонних елементів з різними типами армування під дією високошвидкісного удару, а також розробка рекомендацій щодо їх конструювання і впровадження в практику будівництва.

Об'єктами дослідження є особливості механічного стану матеріалів при високошвидкісній взаємодії системи твердих тіл –«ударник-плита», тобто двох тіл, перше з яких має суттєво меншу площу перерізу і проникає в середину іншого («ударник»), а друге - тіло, що перешкоджає проникненню в середину себе іншого тіла («плита»).

Явище взаємодії ударника і плити відноситься до нелінійних задач, вирішення якої потребує використання чисельних методів розрахунку і моделювання.В проведених дослідженнях використовувався програмний

комплекс ANSYS. Зазначений комплекс реалізує систему математичних рівнянь, що описує рух і стан ударника, а також плити при їх взаємодії. Застосування сітки Лагранжа, схема якої передбачає відповідність вузлів сітки точкам матеріального середовища, при моделюванні дії високошвидкісного удару досягається сумісне деформування матеріалів ударника й плити з матеріалом середовища [1]. Схема інтегрування системи рівнянь за часом при використанні Лагранжевої сітки включає операції, що наведені на рис.1

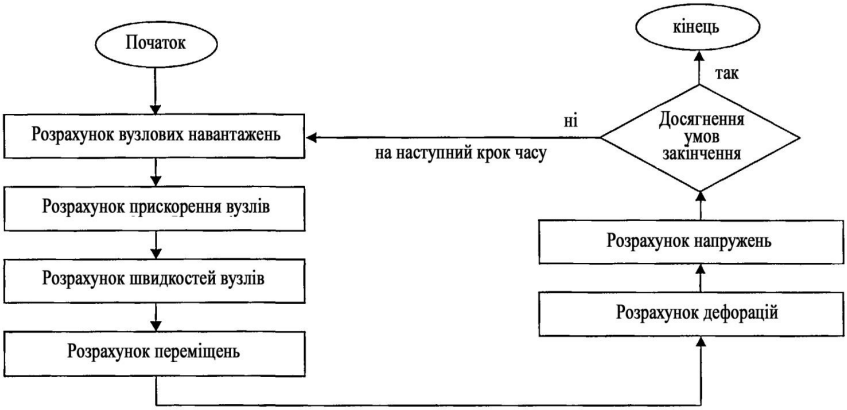


Рис.1 Схема інтегрування за часом системи рівнянь при Лагранжевій сітці

Для побудови структурованої сітки прийнятий тип кінцевого елемента у вигляді гексаедра(призма, тетраедр, октаедр),що дозволило моделювати фазові перетворення слоїв матеріалів в умовах високих швидкостей (вплив температури, стисненість і т.ін).

Результати проведених чисельних досліджень мали за мету проектування залізобетонних плит, що мали найменше проникнення ударника в тіло плити. Використання програмного комплексу ANSYS передбачало використання дослідного ударника з такими характеристиками: циліндрична форма діаметром 23мм; довжина ударника 65мм; форма головної частини – тупа; початкова швидкість ударника 800 м/с; гексаедр розміром 4мм; кількість елементів – 425; кут зустрічі – ОО; густина матеріалу- 7750кг/м3; межа текучості -1539 МПа; температура плавлення 1489,9С; модуль зсуву -81,8 ГПа,

а також дослідної плити : товщина - 400мм; матеріал – бетон класу – С35; гексаедр розміром 4мм; кількість елементів – 1834326;

За результатами розрахунку дослідних елементів із зазначеними параметрами отримано характер проникнення ударника в тіло плити , що наведений на рис.2

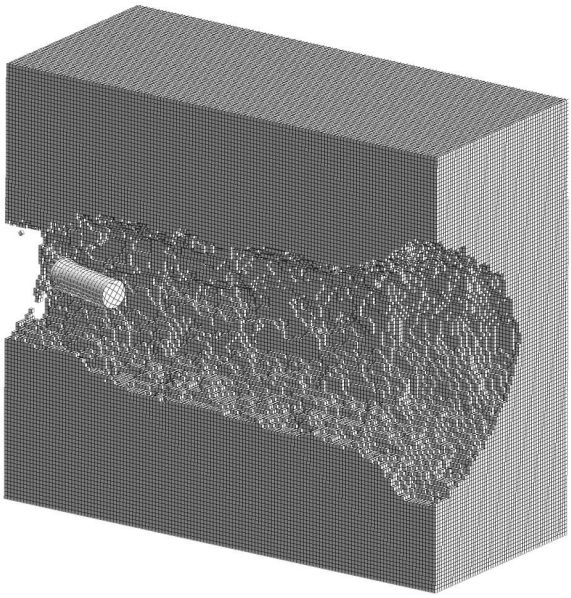


Рис.2 Характер проникнення ударника в бетонну плиту

Зміна швидкості ударника наведена на рис.3

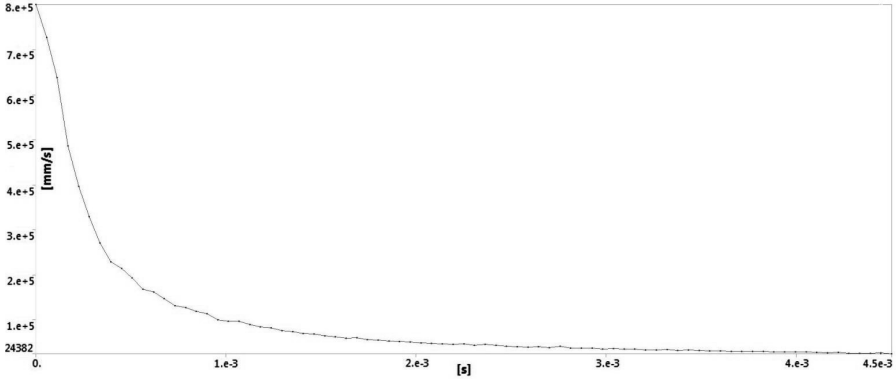
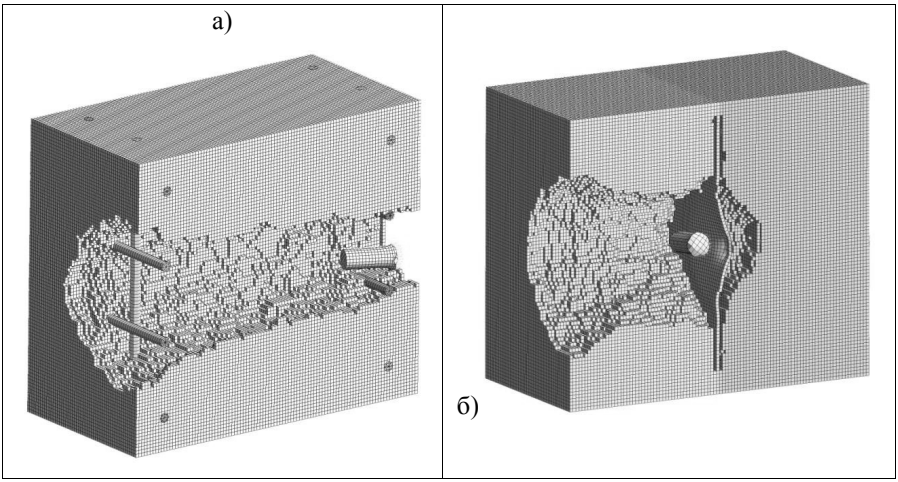
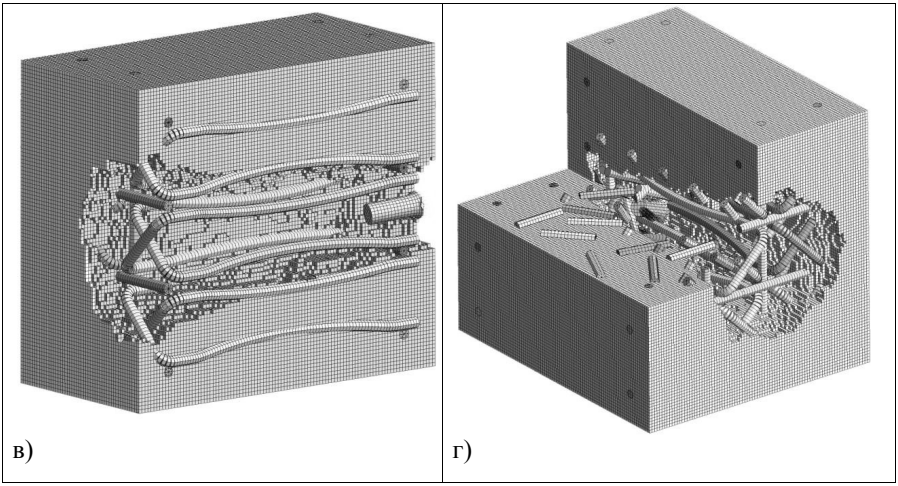


Рис.3 Графік зміни швидкості ударника

За результатами виконаних розрахунків отримані особливості проникнення ударника в залізобетонну плиту. Армування дослідної плити здійснювалось двома сітками, суцільним металевим листом, а також подвійною сіткою з поперечною арматурою. Особливості проникнення ударника в залізобетонну плиту з різними типами армування представлені на рис.4





в) г)

Рис.4 Особливості характеру проникнення ударника в залізобетонну плиту: а- з подвійною сіткою; б- з суцільним металевим листом; в- з подвійною сіткою і поперечною арматурою; г- з поперечною арматурою і подвійною сіткою з фіброю

Результати розрахунків залізобетонних плит з різними типами армування наведені в табл.1

Таблиця 1

Результати розрахунків залізобетонних плит з різними типами армування

№	Дослідний зразок	Остаточна швидкість ударника м/с	Характер руйнування плити
1	3.1 Бетонна плита	24,382	Наскрізне пробиття
2	3.2 Бетонна плита армована двома сітками.	24,252	Наскрізне пробиття
3	3.3 Бетонна плита розділена суцільним металевим листом	3,868	Залишок не ушкодженого зразку 152 мм
4	3.4 Бетонна плита армована поперечною арматурою і подвійною сіткою.	26,179	Наскрізне пробиття
5	3.5 Бетонна плита армована поперечною арматурою і подвійною сіткою з фіброю Ø12 А 400С	17,178	Залишок не ушкодженого зразку 44 мм

Аналіз проведених чисельних досліджень свідчить, що прийняті передумови розрахунку в роботі [2], а саме заміна шару армованого бетона упругопластичним середовищем- гомогенною двофазною сумішю матеріалів-не відповідає результатам розрахунку. За даними табл.1 для бетонної плити і плити,що армована двома сітками, характерно наскрізне пробиття ударником, при цьому остаточна швидкість ударника у двох випадках майже однакова. Результати розрахунків свідчать,що прийнятними особливостями поведінки в умовах високошвидкісного удару володіють плита,що армована суцільним листом, а також плита,армована подвійною сіткою з поперечною арматурою і фіброю. Зазначені дослідні зразки відрізняються залишковими неушкодженими зразками і найменшою остаточною швидкістю ударника (17,178 м/с). Необхідно зазначити, що використання суцільного металевого листа для армування плити супроводжується розшаруванням плити вздовж металевого листа по обидві його сторони. Це потребує особливих конструктивних і технологічних рішень, що ускладнює можливість використання таких плит в умовах високошвидкісного удару.

Таким чином, на підставі проведених чисельних досліджень для використання в спорудах, що експлуатуються в умовах високошвидкісного удару, рекомендуються залізобетонні плити, що армовані подвійною сіткою з поперечною арматурою і фіброю.

Література

1. Клованич С.Ф.- Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики / Запорожье: Издательствожурнала“Світ геотехніки”, 2009. – 400 с.

2. Белов Н.Н., Югов Н.Т. Расчет прочности конструкций из бетонных и железобетонных плит при высокоскоростном ударе. Томский государственный архитектурно-строительный университет. УДК 539.3 12/V 2004г.

3. Hakan Hansson, Peter Skoglund. SWEDISH DEFENCE RESEARCH AGENCY. Weapons and Protection. Simulation of Concrete Penetration in 2D and 3D with the RHT Material Model. November 2002.

УДК 624.014.2:614.841.33

Поклонський В.Г., Фесенко О.А., Байтала Х.З.,
ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»
м. Київ, Україна
Круковський П.Г., Перепелиця М.С.,
Інститут технічної теплофізики НАН України
м. Київ, Україна
Новак С.В.,
Український науково-дослідний інститут цивільного захисту
м. Київ, Україна
Калафат К.В.,
Український центр сталевого будівництва
м. Київ, Україна

ВОГНЕСТІЙКІСТЬ СТАЛЕВОЇ БАЛКИ НАСТИЛУ

В статті наведено результати розрахунку сталевої балки на вогнестійкість спрощеними і уточненими методами.

This paper contains the results of structural fire design of steel beam performed using simplified and advanced methods.

Розрахунок будівельних конструкцій на вогнестійкість включає такі етапи [1]:

– розрахунок підвищення температури в будівельних конструкціях (теплотехнічний розрахунок);

– розрахунок механічної роботи будівельних конструкцій в умовах пожежі (статичний розрахунок).

Вогнестійкість сталевих конструкцій визначають спрощеними й уточненими розрахунковими методами, а також експериментальними методами (випробування) [2]. Методику розрахунку сталевої конструкції на вогнестійкість розглянемо на прикладі сталевої балки настилу (двотавр №35Б1). Вихідні дані і результати розрахунку за нормальних температур прийняті згідно з [3].

1. Розрахунок розподілу температури в поперечному перерізі балки

Для сталевої балки, на яку опирається залізобетонна плита перекриття завтовшки 120 мм, визначають розподіл температури в її поперечному перерізі за умов вогневого впливу 60 хв за стандартним температурним режимом.

Розглядають такі варіанти: незахищена балка; захищена балка, на поверхню якої нанесено вогнезахисний матеріал (далі – покриття) завтовшки 10 мм; захищена балка з покриттям 15 мм; захищена балка з покриттям 20 мм.

Для розрахунку температурних полів у перерізі сталевої балки застосовували математичну модель нестаціонарної теплопровідності, яка враховує радіаційно-конвективний теплообмін від газового середовища до обігрівних поверхонь балки та плити перекриття, кондуктивний теплообмін у цих конструкціях та радіаційно-конвективний теплообмін від плити перекриття в навколишнє середовище з боку її поверхні, що не обігрівається.

Теплофізичні властивості матеріалів задають відповідно до п. 6.5.3.1 [1] (для сталі) та п.6.3 ДСТУ-Н Б В.2.6-197 [4] (для бетону). Розрахункові розподіли температури в поперечному перерізі балки наведені на рис. 1.

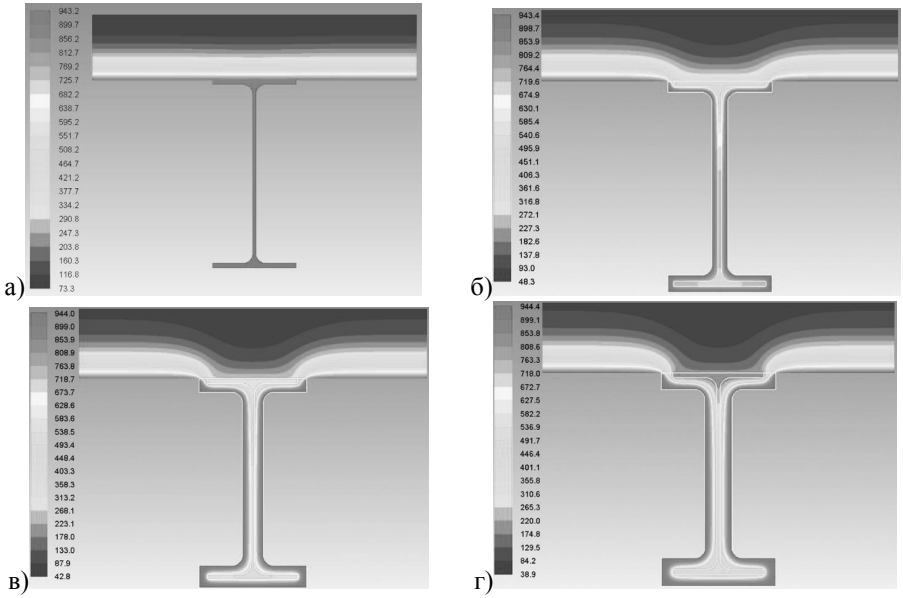


Рисунок 1 – Розподіл температури в перерізі сталевої балки: незахищеної (а), захищеної сталевої балки з покриттям завтовшки 10 мм (б), 15 мм (в), 20 мм (г)

2. Розрахунок сталевої балки на вогнестійкість спрощеними методами

Спрощені методи розрахунку застосовують для окремих конструкцій [1].

Нормована вогнестійкість сталевої балки – R 60.

Приріст температури сталі $\Delta\theta_{a,t}$ для розрахункового рівномірного розподілу температури в поперечному перерізі незахищеної сталевої балки за проміжок часу Δt визначають за формулою (53) [1]:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh}\frac{A_m/V}{c_a\rho_a}\dot{h}_{net}\Delta t,$$

де коефіцієнти поперечного перерізу балки:

$$A_m/V = \frac{(1{,}5b+h-t_w)}{[(b-t_w)t_f+0{,}5\cdot h\cdot t_w]} = \frac{(1{,}5\cdot 155+346-6{,}2)}{[(155-6{,}2)\cdot 8{,}5+0{,}5\cdot 346\cdot 6{,}2]} = 244{,}8 \text{ м}^{-1};$$

$$[A_m/V]_b = \frac{(0{,}5b+h)}{[(b-t_w)t_f+0{,}5\cdot h\cdot t_w]} = \frac{(0{,}5\cdot 155+346)}{[(155-6{,}2)\cdot 8{,}5+0{,}5\cdot 346\cdot 6{,}2]} = 181{,}2 \text{ м}^{-1};$$

k_{sh} – коригувальний коефіцієнт ефекту затінення

$k_{sh} = 0{,}9\,[A_m/V]_b / [A_m/V] = 0{,}9\cdot 181{,}2/244{,}8 = 0{,}66.$

На рисунку 2 наведено розрахункові залежності температури сталі від часу вогневого впливу для незахищеної сталевої балки та захищеної сталевої балки з покриттям 10 мм, 15 мм та 20 мм.

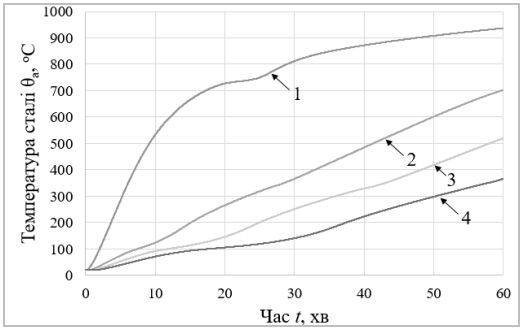


Рисунок 2 – Залежності температури сталі від тривалості вогневого впливу: 1 – незахищена балка; 2, 3, 4 – захищена балка з покриттям 10 мм, 15 мм і 20 мм

Розрахункова температура для незахищеної сталевої балки становить 937 °С, для захищеної сталевої балки: 703 °С – при товщині покриття 10 мм, 520 °С – при товщині покриття 15 мм, 366 °С – при товщині покриття 20 мм.

Критичну температуру сталі визначають за формулою (49) [1]:

$$\theta_{a,cr} = 39{,}19\ln\left[\frac{1}{0{,}9674\cdot\mu_0^{3{,}833}}-1\right]+482 = 39{,}19\ln\left[\frac{1}{0{,}9674\cdot 0{,}682^{3{,}833}}-1\right]+482 = 531 \text{ °C},$$

де $\mu_0 = E_{fi,d}/R_{fi,d,0} = 94{,}84/139{,}03 = 0{,}682$ – ступінь використання конструкції.

Отже критична температура сталі балки становить $\theta_{a,cr}$=531 °С (табл. 2, [2]).

Порівняємо критичну температуру сталі із розрахунковими значеннями температури сталі, що наведені на рис. 2. Для захищеної балки нормована вогнестійкість балки R60 забезпечується при товщині покриття 15 мм (520 °С < $\theta_{a,cr}$) та 20 мм (366 °С < $\theta_{a,cr}$).

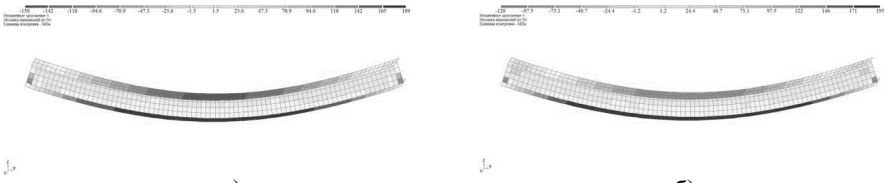
3. Розрахунок сталевої балки на вогнестійкість уточненими методами

Уточнені розрахункові методи забезпечують реалістичний розрахунок конструкцій, що зазнають вогневого впливу. Методи базуються на фундаментальній фізичній роботі таким чином, щоб забезпечити прийнятний рівень наближення результатів розрахунку до очікуваної роботи конструкції під час пожежі [1].

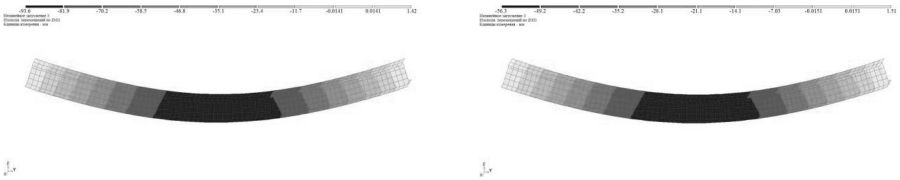
Розрахунок балки виконуємо методом скінченних елементів (МСЕ) за допомогою ПК Лира-САПР 2012. Характеристики міцності і деформативності сталі за підвищених температур прийняті з таблиці 1 [1] відповідно до розрахункового розподілу температури в перерізі (рис. 1).

Напружено-деформований стан сталевої балки за умов спільної дії статичного навантаження і вогневого впливу тривалістю 60 хв. визначено з урахуванням фізичної нелінійності сталі за підвищених температур і покрокового прикладення навантаження.

За результатами розрахунку зафіксовано руйнування незахищеної сталевої балки і захищеної балки з покриттям 10 мм. Таким чином, нормована вогнестійкість R60 незахищеної сталевої балки і захищеної балки з покриттям 10 мм не забезпечена. Результати розрахунку захищеної сталевої балки з покриттям 15 мм і 20 мм наведено на рис. 3.



а) б)



в) г)

Рисунок 3 – Напружено-деформований стан захищеної сталевої балки з покриттям 15 мм і 20 мм: нормальні напруження (а) і (б); прогин (в) і (г)

Відповідно до вимог ДСТУ Б В. 1.1-4 і ДСТУ Б В. 1.1-13 [5, 6] для балок нормованим граничним станом з вогнестійкості є граничний стан за ознакою втрати несучої здатності (R). Граничним станом за ознакою втрати несучої здатності є обвалення конструкції або виникнення граничних деформацій, що складають граничне значення прогину:

$$D = \frac{L^2}{400 \cdot b} = \frac{6000^2}{400 \cdot 346} = 260{,}1 \text{ мм.}$$

За результатами розрахунку сталевої балки на вогнестійкість спрощеними й уточненими методами встановлено, що несуча здатність балки в умовах вогневого впливу тривалістю 60 хв. забезпечена для випадків вогнезахисного покриття товщиною 15 і 20 мм.

Розрахунок на вогнестійкість уточненими методами дає змогу оцінити деформації конструкції в умовах спільної дії навантаження і вогневого впливу. Максимальний прогин балки з покриттям товщиною 15 мм становить 93,6 мм, а балки з покриттям товщиною 20 мм становить 56,3 мм, що не перевищує граничного – 260,1 мм.

Література

1. ПрДСТУ-Н Б В.2.6-XXX:201X Проектування сталевих конструкцій. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість
2. Визначення вогнестійкості будівельних конструкцій розрахунковими методами відповідно до стандартів, що впроваджують Єврокоди / П.І. Бакін, Ю.І. Немчинов, В.Г. Поклонський, Р.В. Расюк, В.Г. Тарасюк, О.А. Фесенко // Світ геотехніки, 2011 – № 1 (29) — с. 10-13
3. Металеві конструкції: Загальний курс: Підручник для вищих навчальних закладів. – Видання 2-го перероблене і доповнене / Під загальною редакцією О.О. Нілова і О.В. Шимановського. – К.: Видавництво «Сталь», 2010 – 869 с.
4. ДСТУ-Н Б В.2.6-197:2014 Настанова з проектування залізобетонних колон. Розрахунок на вогнестійкість
5. ДСТУ Б В.1.1-4-98* Захист від пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги
6. ДСТУ Б В.1.1-13:2007 Захист від пожежі. Балки. Метод випробування на вогнестійкість (EN 1365-3:1999, NEQ)

УДК 624.011.01

к.т.н., проф. **Гомон С.С.,**
аспірант **Павлюк А.П.,**
студ. **Поліщук М.В.,**
Національний університет водного господарства
та природокористування, м. Рівне

ЗМІНА ПОЛОЖЕННЯ НЕЙТРАЛЬНОЇ ЛІНІЇ БАЛОК З ЦІЛЬНОЇ ДЕРЕВИНИ ЗА КОСОГО ЗГИНУ В ЗАЛЕЖНОСТІ ВІД ХАРАКТЕРУ ОБПИРАННЯ І ПРИКЛАДАННЯ НАВАНТАЖЕННЯ

Наведені результати експереметальних досліджень роботи дерев'яних балок в умовах косого згину.

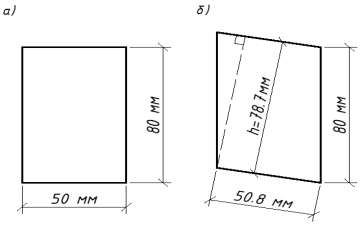
Деревина є єдиним відновлюваним будівельним матеріалом. Наявність в країні багатої сировинної бази деревини потребує більш широкого її використаня в будівництві. Досвід розвинених країн Європи показує широке застосування несучих конструкцій з цільної та клеєної деревини завдяки високим міцнісним та естетичним якостям. Деревина - природний будівельний матеріал, що володіє якостями, які не тільки роблять її придатною для виготовлення несучих та огороджуючих конструкцій, але й наділяють високою конкурентною здатність серед інших будівельних матеріалів.

В сучасних умовах великого значення набуває економія ресурсів. В галузі будівництва вирішенням цієї проблеми є вдосконалення норм проектування, створення розрахункових моделей, які максимально відповідали б реальній роботі конструктивних елементів. Дослідження питань міцності та надійності дерев'яних конструкцій, що знаходяться в умовах косого згину є дуже актуальним, оскільки в приведених на даний час роботах відсутні дані про такий складний напружено-деформований стан. Метою даної роботи є дослідження зміни положення нейтральної лінії дерев'яних балок в умовах косого згину.

Для проведення випробувань попередньо було виготовлено дерев'яні балки першої серії суцільного перерізу довжиною 1650 мм. Балки першої серії випробувань було поділено на три групи в залежності від виду їх поперечного

перерізу та характеру обпирання на опори. В лабораторії кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд НУВГП було виготовлено дослідну установку, яка задовольняла всі умови проведення запланованих досліджень.

Для проведення випробувань першої серії виготовлялись дерев'яні балки суцільного перерізу з формою поперечного перерізу які вказані на рисунку 1. Площі поперечного перерізу балок при цьому були рівні.



S=5,0x8,0=40 см^2 S=5,08x7,87=40 см^2

Рис.1 – Форма та площі поперечних перерізів зразків першої серії:

а) першої та другої групи; б)третьої групи

Випробування балок проводилось за кута нахилу 10^0. Всі балки влаштовувались на спеціально виготовлені металеві опори, які забезпечували необхідний кут нахилу. В місцях обпирання балки на металеву опору підкладалися дерев'яні підкладки для запобігання зминанню деревини. Для першої групи зразків для зменшення впливу дії кручення [1] за роботи елемента на косий згин розміри обпирання балок на дерев'яні підкладки на опорах та в місцях прикладення навантаження були такими, щоб вісь прикладення зовнішнього навантаження проходила через центр ваги поперечного перерізу як балки, так і дерев'яних підкладок (див рис.2, б).

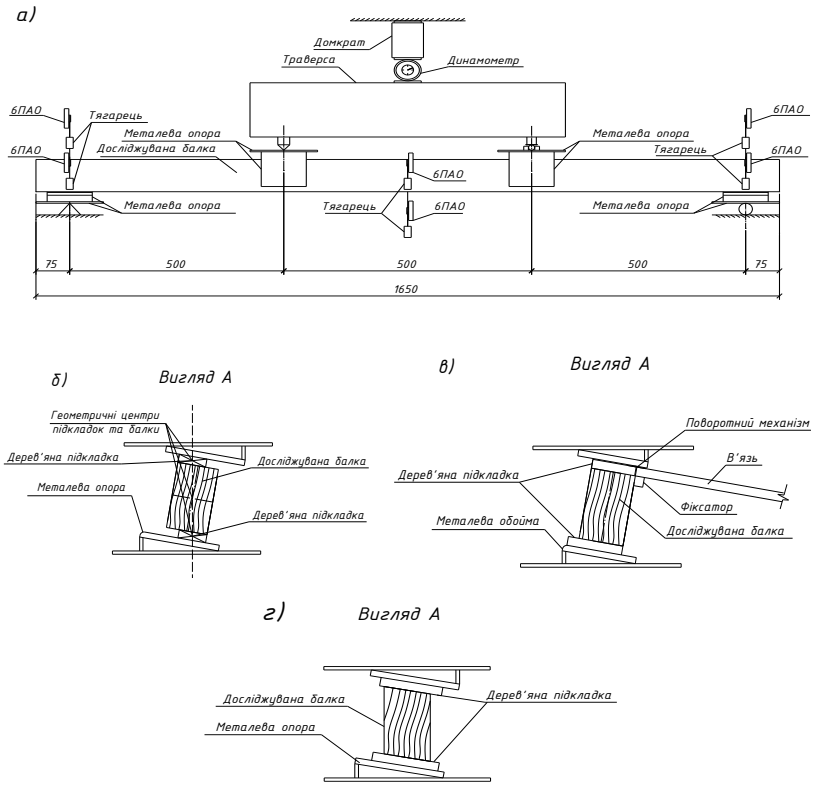


Рис.2. Схема дослідної установки випробування зразків 1 серії: а) розташування деревʼяної балки та вимірювальних приладів; б) обпирання балок першої групи випробувань; в) обпирання балок другої групи випробувань; г) обпирання балок третьої групи випробувань.

Для другої групи зразків першої серії сприйняття крутного моменту від дії зовнішнього навантаження було вирішено провести за рахунок встановлення вʼязей в місцях прикладання цього навантаження. Вʼязі кріпилися до деревʼяної підкладки, яка розташовувалась на верхній грані балки. Деревʼяна підкладка та вʼязь кріпились один до одного за допомогою поворотного механізму, який дозволяв поворот підкладки відносно вʼязі. За допомогою фіксатора обмежувалося деформування елемента сприймаючи крутний момент від дії зосередженого зовнішнього навантаження(див рис.2, в).

Для зменшення впливу крутного моменту дерев'яні балки третьої групи виготовлялись з підрізом балки по всій її довжині таким чином, щоб кут підрізу співпадав з кутом нахилу балки (поперечний переріз балки буде мати вигляд паралелограма (див. рис. 1,г)), а напрямок прикладення зовнішнього навантаження буде співпадати з напрямком одної із головних осей поперечного перерізу балки такої конструкції (рис.2,г).

Деформації деревини в зоні чистого згину вимірювали за допомогою тензодатчиків [2], які були розміщені з кроком в 10 мм по всьому периметру перерізу .

Навантаження прикладалось ступенями в 8-10% від передбачуваного руйнівного за допомогою гідравлічного домкрата з врахуванням настанов та вимог [3,4,5,6,7]. Після прикладання кожного ступеня навантаження знімалися відліки з всіх тензодатчиків. Для реєстрації показів тензометричних датчиків використана тензометрична вимірювальна система СИИТ. На кожному ступені навантаження проводилася витримка не менше 5 хвилин. Руйнівне навантаження досліджуваних балок наведено в табл.1.

Таблиця 1

Руйнівні навантаження дерев'яних балок

Серія / Група	Розміри перерізу b·h (мм)	Назва зразка	Руйнівний момент, М, кНм
1/1	50,1x80,1	Б-1	4,125
1/2	50,1x80,1	Б-2	4,125
2/1	50,2x79,9	Б-3	5,5
2/2	50,1x80,1	Б-4	5,5
3/1	50,8x80,1	Б-5	4,125
3/2	50,8x80,2	Б-6	4,25

Як видно з таблиці 1 руйнівні моменти балок першої та третьої груп приблизно однакові і знаходяться в межах 4,125-4,25 кНм. Несуча здатність балок другої групи значно більша (на 1,375 кНм) в порівнянні з іншими групами. Це стало наслідком влаштування додаткових в'язей в місцях

прикладання навантаження, які не тільки сприймали крутний момент від дії зовнішньої сили, а й значно обмежували деформації балок в напрямку осі у-у.

Положення нейтральної лінії в перерізі косозігнутих зразків балок визначали за допомогою лінійної інтерполяції показів датчиків, так як такий спосіб визначення нейтральної лінії є найбільш традиційним. Результати зміни положення нейтральної лінії дерев'яних балок в умовах косого згину для балок трьох груп наведено в таблиці 2. Тут же вказані площа стиснутої та розтягнутої зони A_c та A_t , відстані від нейтральної лінії до верхньої грані балки c і d та кут нахилу нейтральної лінії γ до горизонтальної осі. Площу стиснутої зони деревини косозігнутої балки для балок першої та другої груп визначаємо за формулою, яка випливає з рис. 3

$$A = \frac{c+d}{2} \cdot b, \tag{1}$$

де b,h– сторони перерізу балки ; c, d – відстані від нейтральної лінії до верхньої грані балки.

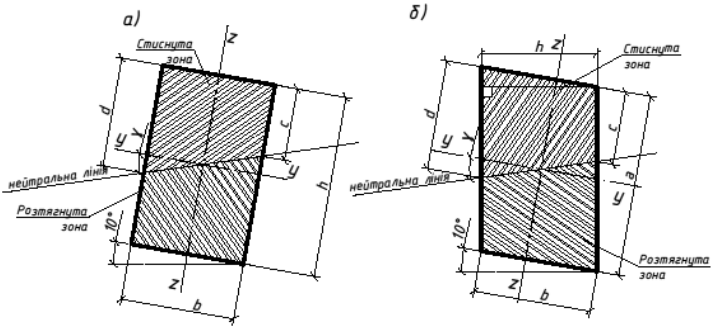


Рис. 3 - До розрахунку площі стиснутої та розтягнутої зони деревини косозігнутої балки: а) для зразків першої та другої груп; б) для зразків третьої групи

Площу стиснутої зони деревини косозігнутої балки для балок третьої групи визначаємо за формулою, яка випливає з рис. 3 б

$$A = \frac{c+d}{2} \cdot h, \tag{2}$$

де *b,a*– сторони перерізу балки ; *c, d* – відстані від нейтральної лінії до верхньої грані балки; *h* - висота трапеції, утвореної внаслідок проведення нейтральної лінії.

Таблиця 2

Зміна положення нейтральної лінії на різних рівнях навантаження

Назва балки	Рівень навантаження, кНм	c,см	d,см	A_c, $см^2$	A_t, $см^2$	γ, град	Δ_c,%
1	2	3	4	5	6	7	8
Б-1	0,2М	3,31	4,72	20,07	19,93	16^0	-
	0,4М	3,39	4,67	20,15	19,85	14^0	0,40
	0,6М	3,52	4,59	20,28	19,72	12^0	1,05
	0,8М	3,78	4,48	20,65	19,35	8^0	2,89
	M_{max}	3,99	4,41	21,0	19,0	5^0	4,63
Б-2	0,2М	3,16	4,89	20,13	19,87	19^0	-
	0,4М	3,29	4,81	20,25	19,75	17^0	0,60
	0,6М	3,36	4,78	20,35	19,65	16^0	1,09
	0,8М	3,60	4,69	20,73	19,27	12^0	2,98
	M_{max}	3,91	4,51	21,05	18,95	7^0	4,57
Б-3	0,2М	3,27	4,78	20,13	19,87	17^0	-
	0,4М	3,37	4,74	20,28	19,72	15^0	0,75
	0,6М	3,46	4,71	20,43	19,57	14^0	1,49
	0,8М	3,56	4,67	20,58	19,42	13^0	2,24
	M_{max}	3,83	4,56	20,98	19,02	8^0	3,91
Б-4	0,2М	3,22	4,79	20,03	19,97	17^0	-
	0,4М	3,41	4,69	20,25	19,75	14^0	1,09
	0,6М	3,51	4,61	20,30	19,70	12^0	1,35
	0,8М	3,64	4,59	20,63	19,37	11^0	2,99
	M_{max}	3,84	4,52	20,90	19,1		4,34
Б-5	0,2М	3,88	4,15	20,16	19,84	6^0	-
	0,4М	4,04	4,10	20,43	19,57	8^0	1,34
	0,6М	4,23	4,06	20,81	19,19	11^0	3,22
	0,8М	4,41	3,92	20,91	19,09	14 0	3,72
	M_{max}	4,66	3,82	21,28	18,72	18^0	5,56
Б-6	0,2М	3,93	4,14	20,26	19,74	7^0	-
	0,4М	4,01	4,09	20,33	19,67	8^0	0,36
	0,6М	4,19	4,03	20,63	19,37	11^0	1,83
	0,8М	4,39	3,94	20,91	19,09	14^0	3,21
	M_{max}	4,61	3,88	21,31	18,69	17^0	5,18

Результати випробувань підтвердили, що на всіх рівнях завантаження нейтральна лінія змінює своє положення в сторону збільшення площі стиснутої

зони деревини і повертається, змінюючи кут нахилу в одному або в іншому напрямку.

За рахунок цього, площа стиснутої зони протягом завантаження дослідного зразка – балки від початку до руйнування збільшувалась не суттєво (до 5,6 %). Зміна положення нейтральної лінії для балок Б-1, Б-3 та Б-5 наведено на рисунку 5.

Кут нахилу нейтральної лінії до горизонтальної осі γ протягом завантаження дослідних балок першої та другої групи зменшувався(див.табл.2), для балок третьої групи навпаки збільшувався. Це можна пояснити різними формами поперечного перерізу елементів, що піддаються дії косого згину. В першому випадку це прямокутник, в другому це паралелограм.

Балки всіх трьох груп руйнувались в зоні чистого згину. В стиснутій зоні деревини балок спостерігалось утворення складок.

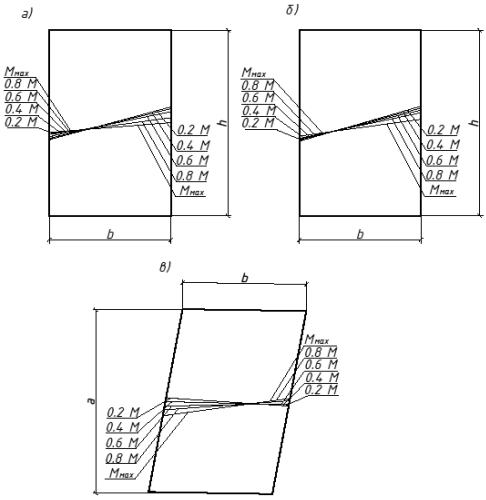


Рис. 4- Зміна положення нейтральної лінії для балок:
а) Б1; б) Б3; в) Б5

Кут нахилу нейтральної лінії до горизонтальної осі γ протягом завантаження дослідних балок першої та другої групи зменшувався

(див.табл.2), для балок третьої групи навпаки збільшувався. Це можна пояснити різними формами поперечного перерізу елементів.

В результаті експериментальних досліджень були отримані нові експериментальні дані щодо несучої здатності балок з деревини та розташування нейтральної лінії за різних рівнів навантаження в умовах косого згину.

На основі цих досліджень можна зробити наступні висновки:

- середній руйнівний момент балок першої серії першої групи становить 4,125 кНм, другої групи - 5,5 кНм, третьої групи - 4,187кНм;
- влаштування в'язей в місцях прикладання навантаження є ефективним шляхом для зменшення деформацій та збільшення несучої здатності згинальних елементів, що знаходяться в умовах роботи за дії косого згину.
- влаштування в'язей збільшує несучу здатність косозігнутих дерев'яних балок до 25%
- від початку завантаження до руйнування площа стиснутої зони балок першої групи збільшується в середньому на 4,6%, для балок другої групи – на 4,24%, для балок третьої групи – на 5,37%.
- кут нахилу нейтральної лінії до горизонтальної осі γ для балок першої та другої серії зменшувався протягом збільшення навантаження (від 19^0 до 7^0), а для балок третьої серії збільшувався (від 6^0 до 18^0)

Література

1. Гомон С.С. Робота дерев'яних балок в умовах косого згину /С.С. Гомон, А.П. Павлюк // Зб. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Вип. 31. Рівне, НУВГП, 2015. – С.422-428. 2. ГОСТ 21615–76 Тензорезисторы. Методы определения характеристик.-М.: Стройиздат, 1976 - 10с. 3.ДСТУ EN 380-2008 Лісоматеріали конструкційні. Загальні настанови щодо методів випробування на статичне навантаження..2008.- 8с. 4. ДСТУ рг EN 384-2001. Лісоматеріали конструкційні. Визначення характеристичних значень механічних властивостей.2001.- 15с. 5. Рекомендации по испытанию деревянных конструкций / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1976. – 28 с. 6. ДБН В.2.6-161:2010.Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення. - Київ: ДП Укрархбудінфо, 2011. - 102с. 7. ДСТУ-Н Б В.2.6.-184:2012 Конструкції з цільної і клеєної деревини. Настанова з проектування. – Київ: Мінрегіон України, 2013. – 158с

УДК 624.09.33, 93.080.20

к. т. н., с.н.с. **Бабяк І.П.,**
ДП“ДерждорНДІ”ім. М.П. Шульгіна, Київ

ВПЛИВ БАЗАЛЬТОВОЇ ФІБРИ НА ВЛАСТИВОСТІ БЕТОНУ ДЛЯ ТРАНСПОРТНОГО БУДІВНИЦТВА

Застосування базальтової фібри дозволяє підвищити тріщиностійкість, стиранність. Завдяки цим властивостям, застосування бетонів, армованих базальтовою фіброю, є ефективним проектним рішенням для автомобільних доріг, мостів. Зараз діє стандарт організації України, де встановлено загальні технічні умови для бетону, армованого базальтовою фіброю.

The use of basalt fibers can increase crack resistance, abrasion. Thanks to these properties the use of concrete, reinforced basalt fiber an effective design solutions for roads and bridges. Now has a standard of Ukraine, which established common specifications for concrete, reinforced basalt fiber.

Вступ

В сучасних технологіях виготовлення бетонних виробів набуває поширення дисперсне армування із застосуванням волоконних заповнювачів – переважно металевої, поліпропіленової або базальтової фібри. На відміну від традиційних видів армування (сталева арматура, сітка) дисперсне армування підвищує міцність бетону на розтяг і запобігає утворенню тріщин усадки.

Базальтова фібра має низку переваг у порівнянні з іншими волоконними заповнювачами для бетону. Застосування базальтової фібри дозволяє підвищити тріщиностійкість, стиранність. Коефіцієнти температурного розширення базальтової фібри і цементного каменю мають близькі значення. Завдяки цим властивостям застосування бетонів, армованих базальтовою фіброю, є ефективним проектним рішенням для автомобільних доріг, мостів.

1. Вимоги до дорожніх бетонів без дисперсного армування

1.1 Відповідно до діючих норм, конструкцію дорожнього одягу та матеріал покриття необхідно призначати виходячи з транспортно-експлуатаційних вимог, інтенсивності руху та складу автотранспортних засобів в його потоці,

кліматичних ґрунтово-геологічних умов, санітарно-гігієнічних вимог, вимог безпеки та комфортності руху, забезпеченості місцевими будівельними матеріалами.

Дорожній одяг може складається з одного або кількох шарів. За наявності кількох шарів дорожній одяг включає покриття, основу та, за необхідності, додаткові шари основи.

Покриття повинно бути стабільно міцним, рівним, шорстким, протидіяти накопиченню пластичних деформацій влітку, зберігати суцільність навесні і восени та при розтягуванні від охолодження в зимовий період. Для тривалого збереження шорсткості матеріал покриття повинен бути стійким до стирання.

Цементобетон, відповідно до сфери застосування наведеної в [1], застосовують для капітального типу дорожнього одягу на автомобільних дорогах категорій І-а, І-б, ІІ, ІІІ, ІV.

Дорожній одяг необхідно проектувати з урахуванням надійності, яка забезпечує безвідмовну роботу конструкції протягом встановленого нормативного терміну служби. Кількісним показником коефіцієнта надійності є відношення довжини міцних ділянок без пошкоджень і деформації до загальної довжини ділянки дороги на останній рік наміченого строку служби.

При відповідному техніко-економічному обґрунтуванні нормативний строк служби дорожнього одягу необхідно приймати рівним строку служби дорожнього одягу між капітальними ремонтами [2]. Так, наприклад, норма міжремонтного строку експлуатації дорожнього одягу з цементобетону на автомобільній дорозі ІІ категорії (капітальний ремонт) становить 21 рік, а норма міжремонтного строку експлуатації дорожнього одягу з цементобетону на автомобільній дорозі ІІ категорії (середній ремонт) становить 8-10 років (в залежності від кліматичного району, в якому розташована дорога). Під час виконання середнього ремонту поліпшується шорсткість покриття. При цьому, необхідно враховувати темпи приросту інтенсивності і змін складу руху та завантаженості транспортних засобів у перші 5 років експлуатації дороги.

Дорожній одяг із цементобетонну залежно від категорії повинен мати коефіцієнт надійності відповідно до [1] згідно з таблицею 1.

Таблиця 1 – Коефіцієнти надійності

Категорія дороги	I-а	I-б – II	III	IV
Коефіцієнт надійності	0,97	0,95	0,90	0,85

При розрахунку дорожнього одягу на міцність слід враховувати середньодобову інтенсивність вантажного руху та автобусів за останній рік перспективного терміну служби дорожнього одягу.

1.2 Цементобетон є жорстким дорожнім одягом. Конструювання жорсткого дорожнього одягу полягає у розробленні декількох варіантів конструкції для подальшого вибору найбільш оптимального.

Завдання конструювання жорсткого дорожнього одягу такі:

- призначення покриття залежно від жорсткості дорожніх конструкцій та категорії дороги;

- вибір матеріалів для шарів основи, визначення кількості шарів і їх товщини;

- вибір заходів із забезпечення морозостійкості та осушення низу дорожнього одягу, призначення матеріалів та товщини основи.

При визначенні конструкції слід передбачати широке використання місцевих матеріалів і відходів промисловості, а також застосування прогресивних будівельних матеріалів і технологій.

Між покриттям та основою, за необхідності, слід передбачати вирівнювальний шар для усунення нерівностей основи, який повинен забезпечувати можливість переміщення плит цементобетонного покриття при зміні температури. Якщо цей шар здатний вбирати воду з бетонної суміші, його необхідно закривати гідроізоляційним шаром.

Жорсткий дорожній одяг треба розраховувати та конструювати відповідно до [3].

Товщину бетонного покриття необхідно визначати розрахунками, але не менше мінімальної товщини, наведеної у таблиці 2 відповідно до [1]. Вона дещо змінилася у порівнянні із [4].

Таблиця 2 – Мінімальна товщина цементобетонного покриття

Матеріал основи	Мінімально допустима товщина, см, покриття при загальному числі прикладань розрахункового навантаження, одиниць на смугу					
	понад 10^8	від $2x10^7$- до 10^8	від 10^7- до $2x10^7$	від $5x10^6$- до 10^7	від 10^6- до $5x10^6$	менше ніж 10^6
Цементобетон (дрібнозернистий бетон, шлакобетон)	24 26	22 24	20 22	18 (16) 19 (18)	17 (16) 19 (18)	15 17
Кам'яний матеріал, укріплений в'яжучим	27 27	25 25	25 23	18 (16) 21 (19)	17 (16) 20 (19)	15 17
Щебінь, щебенево-піщана, піщано-гравійна суміші, шлак	-	-	22 23	20 (18) 23 (20)	18 (16) 21 (19)	16 18
Пісок, піщано-гравійна суміші	-	-	-	20 (18) 23 (20)	18 (16) 20 (19)	16 18

Примітка 1. У чисельнику – товщини відповідають розрахунковому навантаженню на колесо 50 кН, у знаменнику – 57,5 кН.

Примітка 2. У дужках наведена товщина цементобетонного покриття для жорсткого дорожнього одягу полегшеного типу.

Примітка 3. Якщо у поперечних швах штирьові з'єднання не застосовуються, мінімальну товщину покриття необхідно збільшувати на 2 см.

Примітка 4. При розрахунковому навантаженні на колесо 65кН до значення товщини у знаменнику додають 3 см.

Примітка 5. Мінімальна товщина цементобетонного покриття на дорогах I-а– II категорій – 26 см.

2 Вимоги до дорожніх бетонів, армованих базальтовою фіброю

У діючих нормативних документах донедавна були відсутні вимоги до дорожніх бетонів, армованих базальтовою фіброю. Тому, до них застосовували вимоги як і для

будь-яких інших дорожніх бетонів. Зараз діє [5], в якому встановлено вимоги, яким повинні відповідати дорожні бетони, армовані базальтовою фіброю.

Одним із основних критеріїв ефективності і необхідним показником є мінімальний проектний клас бетону на розтяг при згині, армованого базальтовою фіброю, для цементобетонних покриттів (таблиця 3).

Для цементобетонних покриттів автомобільних доріг використовують бетон важкий відповідно до вимог державних стандартів (ДС).

Довговічність бетонів, армованих базальтовою фіброю, для покриттів автомобільних доріг становить не менше ніж 25 років.

Клас бетону за міцністю визначається на стадії проектування відповідно до таблиці 8.5 [4] (міцність на стиск не нижче ніж В 25, міцність на розтяг при згині не нижче ніж B_{tb} 3,2).

Клас бетону, армованого базальтовою фіброю, за міцністю повинен відповідати значенням, наведеним у таблиці 3.

Таблиця 3 – Мінімальний проектний клас бетону, армованого базальтовою фіброю, для цементобетонних покриттів відповідно до [5]

Призначення бетону	Категорія дороги	Мінімальний проектний клас бетону за міцністю (марка бетону)	
		стиск	розтягування при згині
1	2	3	4
Одношарове або верхній шар двошарового цементобетонного покриття	I-а, I-б	В 35 (М 450)	Btb 4,8
	II	В 30 (М 400)	Btb 4,2
	III	В 25 (М 350)	Btb 4,0
	IV	В 25 (М 300)	Btb 3,6
Нижній шар двошарового покриття	I-а, I-б	В 25 (М 350)	Btb 4,0
	II, III	В 25 (М 300)	Btb 3,6
	IV	В 7,5(М 100)	Btb 1,6

Марка бетону, армованого базальтовою фіброю, для цементобетонного покриття за морозостійкістю повинна відповідати вимогам ДБН В.2.3-4 (не нижче ніж F150).

Водонепроникність бетону, армованого базальтовою фіброю, цементобетонного покриття повинна бути не нижче W 6.

Стандарт [5] введено в дію з 01 липня 2013 року. Мінімальний проектний клас бетону на розтяг при згині, встановлений у [5], дає можливість нормативно обґрунтувати застосування дорожнього бетону армованого базальтовою фіброю, оскільки, отримавши більші значення класу бетону на розтяг при згині можна, наприклад, конструювати меншу товщину цементобетонного покриття у порівнянні із бетоном без армування. При капітальному ремонті дороги таке зменшення може зекономити значні кошти.

Мінімальний проектний клас бетону на розтяг при згині, встановлений у [5], завжди суттєво більший у порівнянні із значеннями, встановленими у [4] (таблиця 4)

Таблиця 4 – Мінімальний проектний клас бетону для цементобетонних покриттів та основ відповідно до ДБН В.2.3-4-2007

Призначення бетону	Категорія дороги	Мінімальний проектний клас бетону за міцністю (марка бетону)	
		стискання (марка)	розтягування при згинанні (марка)
Одношарове або верхній шар двошарового цементобетонного покриття	I-а, I-б	В 35 (М 450)	B_{tb} 4,4 (P_{tb} 60)
	II	В 30 (М 400)	B_{tb} 4,0 (P_{tb} 50)
	III	В 25 (М 350)	B_{tb} 3,6 (P_{tb} 45)
	IV	В 25 (М 300)	B_{tb} 3,2 (P_{tb} 40)
Нижній шар двошарового покриття	I-а, I-б	В 25 (М 350)	B_{tb} 3,6 (P_{tb} 45)
	II, III	В 25 (М 300)	B_{tb} 3,2 (P_{tb} 40)
	IV	В 75(М 100)	B_{tb} 1,2 (P_{tb} 30)
Основи під цементобетонне покриття	I-а, I-б	В 7,5 (R_i 100)	B_{tb} 1,2 (P_{tb} 15)
	II, III	В 5,0 (R_i 75)	B_{tb} 1,0 (P_{tb} 12)
Основи під асфальтобетонне покриття	I-а, I-б, III, III	В 7,5 (R_i 100)	B_{tb}1,5 (P_{tb} 15)

У 2016 році почне діяти [1]. У ньому підвищено мінімальний проектний клас бетону в залежності від категорії дороги (таблиця 5). В цьому випадку,

величини даного показника, наведені у [5] добре кореспондується з вимогами ДБН.

Таблиця 5 – Мінімальний проектний клас бетону для цементобетонних покриттів та основ відповідно до ДБН В.2.3-4-2015

Конструктивний шар дорожнього одягу	Категорія дороги	Інтенсивність розрахункового навантаження, прив. авт./добу	Мінімальні проектні класи (марки) за міцністю	
			на розтяг при згині $B_{btb}(P_{tb})$	на стиск В (М)
Монолітне одношарове покриття або верхній шар двошарового покриття	I	більше 3000	4,8 (60)	40 (500)
	I-б	більше 2000	4,4 (55)	35 (450)
	II, III	Від 1000 до 2000	4,0 (50)	30 (400)
	IV	менше 1000	3,6 (45)	25 (300)
Нижній шар двошарових монолітних покриттів	I - II	більше 1000	3,2 (40)	-
	III	менше 1000	2,8 (35)	-
Монолітна основа під покриття	I - IV	будь-яка	0,8 (10)	-
Збірне покриття (основа)	I - IV	будь-яка	3,6 (45)	25 (300)

3. Дослідження бетонів, армованих базальтовою фіброю.

Для армування бетонної суміші використовували базальтову фібру, виготовлену з базальтового ровінгу довжиною 24 мм, 50 мм за [6].

На основі проведених досліджень зміни характеристик бетону внаслідок введення базальтової фібри в бетонну суміш встановлено:

1. Міцність на стиск не змінюється або її зміна незначна (в межах похибки випробування).

2. Міцність на розтяг при згині бетону з фіброю в окремих випадках підвищується до 33 % в порівнянні із бетоном без фібри.

3. Контрольні зразки бетону та зразки бетону, армовані базальтовою фіброю після випробувань на морозостійкість суттєво не відрізняються (в межах похибки випробування).

4. Водонепроникність бетону, армованого фіброю не змінюється або її зміна незначна (в межах похибки випробування).

5. Стиранність бетону з фіброю підвищується до 13 % в порівнянні із бетоном без фібри.

6. В цілому, введення в бетонну суміш базальтової фібри покращує міцність бетону на розтяг, стиранність, на стиск. Проте, необхідно перевіряти ефективність введення фібри в бетонну суміш в кожному конкретному випадку, оскільки відповідно до результатів досліджень, ефективність введення фібри не має чіткої залежності від її кількості та відрізняється в залежності від характеристик суміші, проектних показників бетону.

Література

1. ДБН В.2.3-4:2015 Автомобільні дороги. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво.
2. ВБН Г.1-218-050-2001 Міжремонтні строки експлуатації дорожніх одягів та покриттів на автомобільних дорогах загального користування.
3. ВБН В.2.3-218-008-97 Проектування і будівництво жорстких та з жорсткими прошарками дорожніх одягів, зі змінами та доповненнями.
4. ДБН В.2.3-4:2007 Споруди транспорту. Автомобільні дороги. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво.
5. СОУ 42.1-37641918-091:2012 Будівельні матеріали. Бетони дорожні, армовані базальтовою фіброю. Загальні технічні вимоги.
6. ТУ У В.2.7-26.8-34323267-002:2009 (зі змінами) Ровінг з базальтових волокон (ТОВ «Технобазальт-Інвест», Хмельницька обл., м. Славута).

УДК 624.014

д.т.н., професор **Білик С.І.,**
Київський національний університет будівництва і архітектури

ВПЛИВ ПОЧАТКОВИХ ПОГИНІВ НА СТІЙКІСТЬ СТАЛЕВИХ КОЛОН ЗА АНАЛІЗОМ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДАНИХ

Розроблено узагальнений підхід для оцінки критичної сили сталевих центрально-стиснутих стрижнів з урахуванням початкових геометричних недосконалостей та на підставі експериментальних даних. Надано теоретичне обґрунтування підходу. Наведено рішення кількох задач. Показана можливість визначати на підставі експериментальних даних початкові геометричні недосконалості. Результати роботи можуть бути використані і під час перевірки технічного стану центрально-стиснутих стрижнів при обстеженні металевих конструкцій ферм, колон, структурних конструкцій.

Ключові слова: сталеві конструкції, стійкість, початкові недосконалості, критична сила, метод Тимошенко-Саусвелла, початковий вигин, початкові залишкові деформації, пластична деформація, приведений модуль, дотичний модуль, формула Ейлера.

In experimental studies of stability the elements always buckling occurs suddenly and the maximum critical force will not to determined indeed.

Fixing critical load and corresponding strain measurement is always the difficulty, since the loss of stability takes place fast at increasing deflections. When examining and monitoring structures we have the ability to fix the deflections of rods under load, it the deflections and force is not close to critical.

Therefore, it the research allows to define the critical load and initial imperfection by the analysis of data relationships deflections and of the load, which is less than the critical load.

It is shown that the maximum value and the actual deflections of elastic elements with initial imperfections at longitudinal bending, which will be defined by the methodology Tymoshenko S.P. and by the approach Sausvella R.V. are identical.

We have shown that the method Timoshenk-Sausvella can be used in the analysis of experimental results of research elastic buckling of columns and inelastic buckling of columns

Key words: steel structures, stability, buckling, steel elements, slenderness, reduction factor for buckling, initial deflection, residual stresses initial imperfections, the critical force, method Tymoshenko-Southwell.

Відомо, що під час дослідження центрально-стиснутих стрижнів розглядають розрахункову модель позацентрово-стиснутого стрижня з початковими геометричними недосконалостями та випадковими

ексцентриситетами прикладання поздовжньої сили до центру ваги перерізу на кінцях.

Під час обстеження будівель і споруд, в більшості випадків, початкові недосконалості конструктивних елементів невідомі, але, наприклад, ексцентриситет прикладання зусилля при технічному обстеженні конструкцій в типових випадках є можливість заміряти або прийняти для розрахунків максимально допустимим, прийнявши нормативні вимоги. Але первинні недосконалості неможливо визначити у ситуації, коли стрижень зазнав нелінійних деформацій.

Для того, щоб виявити технічний стан стиснутого елемента проводять моніторингові дослідження конструкцій, при яких з'являється можливість виконати заміри прогинів конструктивного елемента при різних ступенях навантаження.

Під час експериментальних досліджень складно зафіксувати значення критичного навантаження, бо при досягненні критичного навантаження швидко зростають деформації і нове положення рівноваги фіксується при меншому навантаженні.

Таким чином розробка методологічних підходів, які допомагали встановити технічний стан конструкцій та визначити критичне навантаження на конструкцію при технічному обстеженні та експериментальних дослідженнях, достатньо актуальна проблема і вимагає методологічних підходів до обробки отриманих результатів обстеження.

В статті пропонується методика визначення критичного навантаження і початкових геометричних недосконалостей при пружній та пластичній роботі стиснутих стрижнів за результатами моніторингових даних поведінки конструкції.

Аналізу експериментальних даних центрально-стиснутих стрижнів присвячено ряд видатних робіт [2-14]. На підставі теоретичних та експериментальних досліджень і базуються сучасні нормативні документи [1].

Головними задачами дослідження поведінки центрально-стиснутих колон є визначення критичної сили з урахуванням початкових геометричних недосконалостей і вплив розвитку пластичних деформацій в залежності від форми перерізу елемента та міцності сталі за границею текучості.

Теоретичні положення досліджень аналізу експериментальних даних пружних центрально-стиснутих стрижнів з урахуванням початкових геометричних недосконалостей базуються на дослідженнях Тимошенко С.П. і Соусвелла (Southwell R.V., 1932) [2,3,7].

Але є необхідність щодо узагальнення методології аналізу експериментальних даних центрально-стиснутих стрижнів з урахуванням розвитку пластичних деформацій і початкових геометричних недосконалостей [15-24].

Мета досліджень, викладених у статті, є узагальнення теоретичного підходу щодо аналізу впливу на стійкість центрально-стиснутих стрижнів розвитку початкових геометричних недосконалостей.

Методики досліджень базуються на аналітичних дослідженнях центрально-стиснутих стрижнів з початковими недосконалостями [2-6]. За початкові геометричні недосконалості прийнято початкові прогини й випадкові початкові ексцентриситети прикладання поздовжнього зусилля. Тому втрата стійкості центрально-стиснутого стрижня з початковими недосконалостями розглядається як деформування позацентрово-стиснутого стрижня.

Для визначення стійкості позацентрово-стиснутих стрижнів використовують різні формули, наприклад, формулу секанса. Загальне рішення позацентрово-стиснутого елемента записують у формі лінійного диференціального рівняння:

$$\eta'' + k^2\eta = -k^2\left(\delta_{f0}\sin(\pi z/l) + e_h\right), \qquad (1.a)$$

де $k^2 = Nl^2/(EI_x)$.

Загальне рішення такого диференціального рівняння буде при впливі тільки початкових прогинів.

$$\eta = C_1 f_m \sin(kz/l) + C_2 f_m \cos(kz/l) - C_3 \delta_{f0} \sin(\pi z/l) - e_b. \quad (1.b)$$

Загальне рішення (η_{ps}) диференціального рівняння (1.b) є сума загального рішення $(\eta_{ps\delta})$ відповідного однорідного рівняння і частинного рішення (η_{psb}) рівняння (1.b).

$$\eta_{ps} = \eta_{ps\delta} + \eta_{psb}. \quad (1.c)$$

З частинного розв'язку диференціального рівняння маємо формули для визначення коефіцієнта C_3.

$$\eta_{ps\delta} = C_3 \delta_{f0} sin(\pi z/l)$$
$$\eta'' + k^2\eta = -k^2 \cdot \delta_{f0} sin(\pi z/l),$$
$$-\pi^2 C_3 \delta_{f0} sin(\pi z/l) + k^2 C_3 \delta_{f0} sin(\pi z/l) = -k^2 \cdot (\delta_{f0} sin(\pi z/l)$$
$$-\pi^2 C_3 + k^2 C_3 = -k^2 \cdot \delta_{f0}.$$

$$C_3 = -\frac{k^2}{-\pi^2 + k^2} = \frac{1}{\frac{\pi^2}{k^2} - 1}. \quad (1.d)$$

Для шарнірно опертого тільки позацентрово-стиснутого стрижня є рішення для відповідного однорідного диференціального рівняння:

$$\eta'' + k^2\eta = 0,$$
$$\eta_{ps\delta} = C_1 f_m \sin(kz/l) + C_2 \cos(kz/l) - e_b. \quad (2.a)$$

Граничні умови дають систему лінійних неоднорідних рівнянь.

$$z = 0, \quad \eta_0 = 0. \quad \eta_0 = C_2 f_m - e_b = 0, \quad z = l, \quad \eta_0 = 0. \quad C_2 f_m - e_b = 0,$$
$$C_1 f_m \sin(k) + C_2 f_m \cos(k) - e_b = 0 \quad . \quad (2.b)$$

Відповідно величини коефіцієнтів будуть:

$$C_1 f_m = e_b \left[\frac{1 - cos(k)}{sin(k)} \right]. \qquad C_2 f_m = e_b. \quad (2.c)$$

Загальне рішення з урахуванням ексцентриситету прикладання поздовжньої сили буде початкового геометричного погину для шарнірно-опертого стрижня.

$$\eta = e_b\left[\frac{1-cos(k)}{sin(k)}\right]sin\left(\frac{kz}{l}\right)+ e_b\left[cos(\frac{kz}{l})-1\right]+\frac{\delta_{f0}}{\frac{\pi^2}{k^2}-1}. \qquad (2.d)$$

При координаті $z = l/2$ маємо максимальні переміщення серединного перерізу стрижня.

$$\eta_{z/l=1/2} = e_b\left[\frac{1-cos(k)}{sin(k)}\right]sin\left(\frac{k}{2}\right)+e_b\left[cos(\frac{k}{2})-1\right]+\frac{\delta_{f0}}{\frac{\pi^2}{k^2}-1}.\ \eta_{z/l=1/2} = e_b\left[\frac{1-cos(k)}{2cos(k/2)}+cos(\frac{k}{2})-1\right]+\frac{\delta_{f0}}{\frac{\pi^2}{k^2}-1}.$$

$$\eta_{z/l=1/2} = e_b\left[\frac{1-cos(k)+2cos^2(\frac{k}{2})-2cos(\frac{k}{2})}{2cos(k/2)}\right]+\frac{\delta_{f0}}{\frac{\pi^2}{k^2}-1}.$$

Але відомо:

$$cos(k) = 2cos^2(\frac{k}{2})-1$$

$$\eta_{z/l=1/2} = e_b\left[\frac{1}{cos(k/2)}-1\right]+\frac{\delta_{f0}}{\frac{\pi^2}{k^2}-1}. \qquad (3.a)$$

Остання формула є формулою секанса, об'єднаною з формулою для обчислення зростання початкових прогинів внаслідок поздовжнього згину.

Через ряд Тейлора припускаємо в запас стійкості апроксимацію секанса:

$$\frac{1}{cos(kl/2)}-1=\frac{1}{\frac{8}{k^2l^2}-1}\approx\frac{1}{\frac{\pi^2}{k^2l^2}-1}. \qquad (3.b)$$

Остаточно максимальні прогини серединного перерізу металевого елемента набувають запису.

$$\eta_{z=l/2}=\frac{e_b+\delta_{f0}}{\frac{\pi^2}{k^2l^2}-1}.\quad \eta_{z=l/2}=\frac{e_b+\delta_{f0}}{\frac{\pi^2EI_x}{l^2N}-1}.\quad N_{cr}=\frac{\pi^2EI_x}{l^2}.\ \eta_{z=l/2}=\frac{e_b+\delta_{f0}}{\frac{N_{cr}}{N}-1}. \qquad (4)$$

Такий самий висновок можна отримати застосовуючи підхід, обґрунтований в роботах [2,3,7] для будь який умов закріплення стрижнів. Запишімо загальне рішення відповідного однорідного диференціального рівняння другого порядку в такому вигляді:

$$EI_x\eta^{//}+N\eta=0.$$

$$\eta_{sn} = c_{s1n}\sum_{n=1}^{\infty}\sin\frac{n\pi z}{l} + \sum_{n=1}^{\infty}c_{s2n}\cos\frac{n\pi z}{l}. \qquad (5)$$

Якщо стрижень має початкові геометричні недосконалості, то частинне рішення загального диференціального рівняння $EI_x\eta'' + k^2N\eta = -k^2\left(\delta_{f0} + e_b\right)$ також можна представити у вигляді ряду тригонометричних функцій. Слід відмітити, що частинне рішення (5) підходить для вирішення задачі стійкості стрижня з початковими геометричними недосконалостями і початковим ексцентриситетом прикладання зовнішньої поздовжньої сили. Оскільки початкові геометричні недосконалості єдині для стрижня, то коефіцієнти при тригонометричних функціях лінійно будуть відрізнятися через оператор a_{s0n}.

$$\eta_{e0} = \sum_{n=1}^{\infty}c_{s0n}\sin\frac{n\pi z}{l} + \sum_{n=1}^{\infty}a_{s0n}c_{s0n}\cos\frac{n\pi z}{l}. \qquad (6)$$

Підставимо ці рішення у диференціальне рівняння (1.а), яке описує стійкість стрижня з початковими недосконалостями. Якщо прирівняти коефіцієнти при однакових тригонометричних функціях в рівнянні (6), то тоді отримаємо рекурентні формули для визначення коефіцієнтів при тригонометричних функціях, які описують різні гармоніки можливих прогинів стрижня при втраті стійкості колон.

$$c_{s1n} = \frac{Nc_{s0n}}{\left(\frac{\pi^2n^2EI_x}{l^2} - 1\right)};\ N_n = \frac{\pi^2n^2EI_x}{l^2};\ c_{s1n} = \frac{c_{s0n}}{\left(\frac{N_n}{N} - 1\right)};\ c_{s2n} = \frac{a_{s0n}c_{s0n}}{\left(\frac{N_n}{N} - 1\right)}. \qquad (7.a)$$

Повний прогин стрижнів буде рівним.

$$\eta_s = \eta_{sn} + \eta_{e0}$$

$$\eta_s = \sum_{n=1}^{\infty}\left[\frac{c_{s0n}}{\left(\frac{N_n}{N} - 1\right)} + c_{s0}\right]\sin\frac{n\pi z}{l} + \sum_{n=1}^{\infty}a_{s0n}\left[\frac{c_{s0n}}{\left(\frac{N_n}{N} - 1\right)} + c_{s0n}\right]\cos\frac{n\pi z}{l}. \qquad (7.b)$$

Подальші перетворення до рівняння показує взаємозв'язок між першою гармонікою вигину стрижня і загальним прогином стрижня при втраті стійкості.

$$\eta_s = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{c_{s0n}}{1-\frac{N}{N_n}} \sin\frac{n\pi z}{l} + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{a_{s0n}c_{s0n}}{1-\frac{N}{N_n}} \cos\frac{n\pi z}{l}. \quad (8)$$

Задача 1. Визначити для центрально-стистнутого шарнірно опертого стрижня максимальне переміщення з урахуванням початкових геометричних недосконалостей.

Крайові умови шарнірно опертого стрижня дають такі відношення:

$$\eta_{sz=0} = 0; \qquad \eta_{sz=l} = 0;$$

$$\eta_s = \eta_{sn} + \eta_{e0} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{a_{s0n}c_{s0n}}{1-\frac{N}{N_n}} = 0; \rightarrow a_{s0n} = 0. \quad (9.a)$$

Для перерізу з максимальними переміщеннями $z = l/2$ маємо:

$$\eta_{smax} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{c_{s01}}{1-\frac{N}{N_1}} \sin\frac{\pi}{2} + \frac{c_{s02}}{1-\frac{N}{N_2}} \sin\pi + \frac{c_{s03}}{1-\frac{N}{N_3}} \sin\frac{3\pi}{2} + \frac{c_{s03}}{1-\frac{N}{N_3}} \sin\frac{3\pi}{2} + ... \quad (9.b)$$

Члени з парними індексами зникають, тому вірний запис:

$$\eta_{smax} = \frac{c_{s01}}{1-\frac{N}{N_1}} - \frac{c_{s03}}{1-\frac{N}{N_3}} + \frac{c_{s05}}{1-\frac{N}{N_5}}. \quad (10)$$

Коефіцієнти c_{s0i} приймають за апроксимацією результатів обмірів зразків.

Для шарнірно-опертого стрижня домінантною гармонікою є перша синусоїдальна форма. Тепер максимальні переміщення будуть залежати від відношення значення поточної сили до критичної.

$$\eta_{smax} = \frac{c_{s01}}{1-\frac{N}{N_{cr}}}; \; N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_x}{l^2}. \quad (11)$$

Таке рішення важливо тим, що за ним є можливість визначити максимальний прогин стрижня для будь-якого значення поздовжньої сили $N < N_{cr}$.

Задача 2. Визначити початкові геометричні недосконалості при відомому значенні повного навантаження і переміщення середини стрижня. Це є зворотна задача до задачі 1. Відомими є стискаюча сила N_i, критичне значення сили N_{cr}

якщо є приміщення при певному значенні сили, то можна визначити первісні геометричні недосконалості.

$$c_{s01} = \eta_s \left(1 - \frac{N}{N_{cr}}\right). \tag{12}$$

Задача 3. Методика визначення додаткового прогину η_{sf}. Через те, що загальний прогин складається з первинного прогину та прогину від поздовжнього вигину, то має право такий запис при $\eta_{e0} = c_{s01.}$

$$\eta_{sf} = \eta_{smax} - \eta_{e0} = \frac{c_{s01}}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} - c_{s01.} \quad \eta_{sf} = \frac{N_{cr}c_{s01} - N_{cr}c_{s01} + Nc_{s01}}{N_{cr} - N} = \frac{c_{s01}}{\frac{N_{cr}}{N} - 1} \ . \tag{13}$$

$$\eta_{sf} = \frac{c_{s01}}{\frac{N_{cr}}{N} - 1}. \tag{14}$$

Задача 4. Визначення початкових недосконалостей стрижня під час втрати стійкості при пружній роботі сталі. Дано кілька експериментальних даних додаткового прогину центрально-стиснутого елемента: η_{s1} та η_{s2}, η_{s3} і відповідні значення стискаючої сили. Пропонується наступна методика послідовності обчислень і визначення початкових геометричних недосконалостей та побудови кривої стійкості з визначенням критичної сили.

За формулою (14) ми можемо скласти систему двох рівнянь з двома невідомими членами. Перше невідоме є критична сила, друге невідоме – це є початкові геометричні недосконалості.

$$\begin{cases} \eta_{s1} = \dfrac{c_{s01}}{\frac{N_{cr}}{N_1} - 1} \\ \eta_{s3} = \dfrac{c_{s01}}{\frac{N_{cr}}{N_3} - 1} \end{cases} \cdot \rightarrow \begin{array}{l} c_{s01} = \eta_{s1}\left(\frac{N_{cr}}{N_1} - 1\right) \\ \frac{N_{cr}}{N_1} = \frac{N_3}{N_1}\left(\frac{c_{s01}}{\eta_{s3}} + 1\right) \end{array} \rightarrow \frac{N_{cr}}{N_1}\left(1 - \frac{\eta_{s1}}{\eta_{s3}}\frac{N_3}{N_1}\right) = \left(\frac{N_3}{N_1} - \frac{\eta_{s1}}{\eta_{s3}}\frac{N_3}{N_1}\right). \tag{15.a}$$

Остаточно маємо відносне значення критичної сили.

$$\frac{N_{cr}}{N_1}=\frac{N_3}{N_1}\frac{\left(1-\frac{\eta_{s1}}{\eta_{s3}}\right)}{\left(1-\frac{\eta_{s1}}{\eta_{s3}}\frac{N_3}{N_1}\right)}. \tag{15.b}$$

Зворотна підстановка критичної сили у одне з рівнянь системи дає значення початкових геометричних недосконалостей.

$$\eta_{s01}=c_{s01}=\eta_{s1}\left(\frac{\left(\frac{\eta_{s3}}{\eta_{s1}}-1\right)}{\left(\frac{N_1}{N_3}\frac{\eta_{s3}}{\eta_{s1}}-1\right)}-1\right). \tag{15.c}$$

За формулами (15.c) можна обчислити верхнє значення критичного навантаження. Нижнє значення критичного навантаження буде обчислюватись за формулою (16) при використанні інших експериментальних даних.

$$\frac{N_{cr}}{N_2}=\frac{N_4}{N_2}\frac{\left(1-\frac{\eta_{s1}}{\eta_{s3}}\right)}{\left(1-\frac{\eta_{s1}}{\eta_{s3}}\frac{N_4}{N_2}\right)}. \tag{16}$$

Додатковий прогин від поздовжнього згину без урахування початкових недосконалостей буде:

$$\eta_{smax}=\eta_{sf\max}-\eta_{s01}. \tag{17}$$

Загальний прогин при критичному навантаженні при втраті стійкості обчислюється за формулою.

$$\eta_{sf}=\eta_{s1}\frac{\left(1-\frac{\eta_{s1}}{\eta_{s3}}\frac{N_3}{N_1}\right)}{\frac{N_1}{N_3}\frac{\eta_{s3}}{\eta_{s1}}\left(1-\frac{N_1}{N_3}\frac{\eta_{s1}}{\eta_{s3}}\right)}\left(\frac{\left(\frac{\eta_{s3}}{\eta_{s1}}-1\right)-\left(\frac{N_1}{N_3}\frac{\eta_{s3}}{\eta_{s1}}-1\right)}{\left(1-\frac{\eta_{s1}}{\eta_{s3}}\frac{N_3}{N_1}\right)}\right)\rightarrow\eta_{sf}=\eta_{s1}\frac{N_3}{N_1}\frac{\left(1-\frac{N_1}{N_3}\right)}{\left(1-\frac{N_1}{N_3}\frac{\eta_{s1}}{\eta_{s3}}\right)}. \tag{18}$$

Висновки. При експериментальних дослідженнях стійкості стрижнів завжди втрата стійкості відбувається раптово і визначення максимального значення критичної сили фіксується не точно. При обстеженні та моніторингу конструкцій є можливість зафіксувати прогини стрижнів при навантаженнях, не близьких до критичних. Фіксація критичного навантаження і замір відповідних деформацій завжди має складність, бо під час втрати стійкості відбувається

швидке нарощування прогинів. Тому приведені дослідження дають змогу визначити критичне навантаження на підставі аналізу даних і відповідних відношень навантаження й прогинів при значеннях, близьких до критичного навантаження. При подальшому розвитку методології може бути більш точно оцінено і значення початкових недосконалостей.

Література

1. Eurocode 3, EN 1993-1-1:2005:, 2005. E, Design of steel structures, Part 1-1, General rules and rules for bulding. European Communities Standardization, Brussel.
2. Timoshenko S.P., Gere J.M., 1961. Theory of Elastic Stability, McGraw Hill Kogakusha Ltd., New York.
3. Timoshenko S.P., 1953. History of Strength of Materials, McGraw-Hill, New York.
4. Bleich F., 1952. Buckling Strength Of Metal Structuresq New York, McGraw-Hill Book Co., Inc.
5. Considere A., 1889. Resistance Des Pieces Comprimees. Congr'ds Int. Des Procedes De Const, Exposition Univ. Int., Paris.
6. Engesser F., 1893. Ueber Die Berechnung Auf Knickfestigkeit Beanspruchter St; ibe Aus Schweissund Flusseisen. Zeits. d. Oest. Ing. U. Arch. Ver. Wien.
7. Southwell R.V., 1932. On The Analysis Of Experimental Observations In Problems Of Elastic Stability, Proc. Roy. Soc. A., 135, 601-616.
8. Youngs T., 1807. A Course of Lectures on Natural Philosophy and the Mechanical Arts, London, 320-324.
9. Jasinsky F.S., 1894. La flexion des pieces comprimdes, Ann. Ponts Chaussdes, 2nd part.
Jezek K., 1937. Die Festigkeit von Druckstäben aus Stahl, Julius Springer, Vienni.
11. Johnson J.B., 1893. The theory and practice of modern framed structures, New York.
12. Rankine W.J., 1925. Useful rules and tables, London, 1866. Robertson A., The strength of struts, Selected Engineering Paper No. 28, ICE.
13. Shanley F.R., 1947. Inelastic column theory, Journal of the Aeronautical Sciences, Vol. 14, May.
14. Bilyk S., 2006. The peculiarities of buckling and strength analysis of frame elements of I-shaped cross-section with variable web height. Progress in Steel, Composite and Aluminium Structures. Proceeding of the XI international conference on metal structures (ICMS-2006), Pzeszow, Poland, 21-23 June, 144-145.
15. Young B.W. ,1975. Residual stresses in hot rolled members, Cambridge University, CLJED.C-Struct.TR, 8.
16. Young B.W., 1971. Steel Column Design Ph.D Thesis, Cambridge.
17. Beer H., Schulz G., 1970. "Bases Theoriques des Courbes Europeennes de Flambement" Construction Metallique, No. 3.
18. Young B.W., Dwight, J.B., 1971. Residual Stresses and Their Effect on the Moment-Curvature Properties of Structural Steel Sections C.I.R.I.A., tech. note No. 32.
19. Baker M.J., 1972. Variability in the Strength of Structural Steels C.I.R.I.A., tech. Note. No, 44.
20. Yeong C.Y., 2006. Post-buckling Behavior of Tapered Columns under a Combined Load using Differential Transformation, Archiectural Research, 8.
21. Huang N.C., 1973. "Inelastic buckling of eccentrically loaded columns." AIAA Journal, Vol. 11, No, 7.

22. Расчет стальних холоднoформованых профилей в соответствии с Эврокодом 3. Хэйвуд М., Уэй. Э., Бєляєв Н.А., Білик С.І. Білик А.С., Украинский Центр Стального Строительства, 2015 К.: Изд-во ООО «НПП «Интерсервис»», 2015, с.99. Considere F., Euler, L.
23. Білик С.І. Білик А.С., Усенко М..В., Золотопольський О.Є. Стійкість холодногнутих швелерів з урахуванням пластичних властивостей мало вуглецевих сталей //Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. Вип.7. – К.: Вид-во «Сталь», 2011. – С.26-35.
24. Білик С.І. Пластичний момент опору перерізу балок з урахуванням розвитку обмежених пластичних деформацій при використанні трилінійної апроксимації діаграми розтягу сталі //Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. Вип.14. – К.: В-во «Сталь», 2014. – С.37-41.
25. Білик С.І. Методика визначення оптимальної висоти сталевої двотаврової балки зі змінним перерізом стінки при розвитку обмежених пластичних деформацій//Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. Вип.9. – К.: Вид-во «Сталь», 2012. – С.28-33 .
26. Білик С.І. Просторова стійкість сталевих колон зі змінною висотою перерізу//Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. Вип.1. – К.: Вид-во «Сталь», 2012. – С.120-126.
27. Білик С.І., Усенко М.В. Методика розрахунку на стійкість холодногнутих швелерів з урахуванням пластичних деформацій / Білик С.І., Усенко М.В. // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов. Вып.№60. - Дн-вск., ПГАСА, 2011.-С.21-25.
28. Білик С.І. Залишкові напруження в сталевих холодно-гнутих швелерах / Білик С.І., Білик А.С., Усенко М.В., Куземко В.В., Нужний В.В. // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов. Вып.№61. - Дн-вск., ПГАСА, 2011.-С.43-49.
29. Білик С.І. Білик А.С. Коефіцієнт стійкості центрально-стиснутих сталевих елементів з урахуванням початкових деформацій та геометричних недосконалостей / Білик С.І., Білик А.С.// Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов. Вып.№82. - Дн-вск., ПГАСА, 2015.-С.32-37.

УДК 624.044.3

д.т.н. **Барабаш М.С.,**
Национальный Авиационный Университет, Киев
аспирантка **Башинская О.Ю.,**
Национального Авиационного Университета, Киев
Запоточний Р.М.,
главный инженер ТзОВ «Спецбудсервис», Львов

МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДЕФОРМАЦИЙ ПОЛЗУЧЕСТИ НА ПРИМЕРЕ МОСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В статье рассматриваются результаты влияния эндогенных и экзогенных факторов на развитие деформаций усадки и ползучести на примере расчетной схемы моста в ПК «ЛИРА - САПР». А также приводятся основные методы решения уравнения равновесия упруго – ползучей среды.

Ключевые слова: напряженно-деформированное состояние, упругое последействие, мгновенные деформации, реологические свойства бетона, ползучесть, усадка, численное моделирование

The article considers the results of the effect of endogenous and exogenous factors on the development of shrinkage strain and creep at the example of the computational model of the bridge at the software "Lira - CAD". Also the main methods for solving the equations of equilibrium of elastic - creep environment are supplying.

Keywords: stress-strain state, instantaneous deformation, rheological properties of concrete, creep, shrinkage, numerical modelling

Вступление

Надежность и долговечность бетонных и железобетонных конструкций и сооружений не может быть обеспечена без учета важных особенностей деформирования бетона. Реологические свойства бетона, обусловленные, в основном, его свойством ползучести, оказывают большое влияние на напряженно-деформированное состояние (НДС) конструкции во времени, даже если внешняя нагрузка не претерпевает особых изменений. Так, с течением времени происходит перераспределение усилий между сильно и слабо нагруженными элементами, между арматурой и бетоном в сечениях элементов [7, 9].

Нарастание перемещений во времени также оказывает существенное влияние на НДС конструкции, изменяющееся с течением времени. Особенно это сказывается для таких конструкций, как пологие железобетонные оболочки, для которых уменьшение стрелы подъема может сказаться на увеличении усилий в несколько раз и привести к аварии. Прогнозирование длительного

деформирования бетона во времени является актуальным, т.к. от правильного учета этих особенностей бетона и железобетона при проектировании зависит надежность и долговечность сооружений, а также соответствие сооружения предъявляемым к нему требованиям.

Необходимо отметить, что проектируемое сооружение кроме надежности, безопасности и экономической целесообразности должно обеспечить функциональную пригодность. Определение функциональной пригодности сооружений невозможно без правильного прогнозирования перераспределения напряжений между бетоном и арматурой происходящего вследствие ползучести бетона.

Действующие нормы проектирования практически не учитывают фактор времени и срок службы в расчетах несущих конструкций. Однако, с течением времени железобетонные конструкции изменяют свои жесткостные характеристики, в частности снижаются прочность и модуль упругости бетона.

Напряжения в арматуре и бетоне следует определять по расчетным диаграммам состояния материалов исходя из суммарных относительных деформаций от всех воздействий, включая начальные и развивающиеся в процессе эксплуатации конструкции (усадка, ползучесть, набухание, предварительное напряжение, самонапряжение и т. п.).

Развивающийся во времени процесс разрушения связывают с явлением ползучести, вследствие чего происходит накопление повреждений. Кривую длительной прочности строят в координатах напряжение-время до разрушения для данного напряжения. В двойных логарифмических координатах часто получают два отрезка прямых. Первый участок соответствует вязкому разрушению при высоких уровнях нагрузок, второй участок соответствует хрупкому разрушению в результате накопления микротрещин в межзеренных образованиях.

Несущая способность эксплуатируемой конструкции может быть точно установлена лишь при ее разрушении, что неприемлемо с практической точки зрения, а неразрушающие методы контроля дают лишь косвенную информацию о состоянии объекта. Поэтому важным моментом становится проведение численного эксперимента по определению действительного напряженно-деформированного состояния.

Основные методы определения деформаций ползучести

В общем виде полные деформации любого материала можно представить в виде суммы упругих деформаций и деформаций ползучести [1] и выразить при помощи интеграла Волтерры:

$$\varepsilon\,(t,\,t_0) = \frac{\sigma_x\,(t)}{E\,(t)} - \int_{t_0}^{t} \sigma_x\,(\tau)\,\frac{\partial}{\partial\tau}\,\left[\frac{1}{E\,(\tau)} + C(t,\tau)\right]\,dt, \qquad (1)$$

где t_0 – первоначальный момент времени, t - рассматриваемый момент времени определения деформаций, τ - время приложения загружения.

Ядро этого уравнения выражается в виде:

$$K(t,\tau) = \frac{\partial}{\partial \tau}\left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t,\tau)\right], \quad (2)$$

где $\frac{1}{E(\tau)}$ – модуль мгновенной деформации, $C(t,\tau)$– мера ползучести бетона.

Существует много различных гипотез по определению меры ползучести бетона, но максимально согласуется с экспериментальными данными теория, согласно которой меру ползучести выражают в виде следующей функциональной зависимости:

$$C(t,\tau) = \varphi(\tau) f(t-\tau), \quad (3)$$

При этом функцию $f(t-\tau)$ следует выражать в виде суммы экспоненциальных функций вида:

$$f(t-\tau) = \sum_{k=0}^{m} B_k e^{-\gamma_k (t-\tau)}, \quad (4)$$

где B_k и γ_k - постоянные, подобранные надлежащим образом для данного материала, причем

$B_0 = 1$, $\gamma_0 = 0$ и $\gamma_k > 0$.

А функцию $\varphi(\tau)$ следует представлять в виде

$$\varphi(\tau) = C_0 + \sum_{k=1}^{m} \frac{A_k}{\tau^k} \quad \text{при } (\tau > 0), \quad (5)$$

где C_0 - предельное значение меры ползучести, A_k, τ^k- некоторые параметры, которые зависят от свойств и условий старения для данного материала.

Но при оценке влияния ползучести на напряженно - деформированное состоянии мостов обязательно следует также учитывать изменение во времени модуля мгновенной деформации бетона. И очень большую роль играет выбор закона изменения этого модуля во времени.

Функции гиперболического типа в такой задаче не дают удовлетворяющих результатов, поэтому лучше всего выражать изменение величины $E(\tau)$ также при помощи экспоненциальной зависимости:

$$E(\tau) = E_0[1 - \beta e^{-\alpha\tau}], \quad (6)$$

где E_0 , β , α - некоторые константы, которые зависят от состава и условий твердения данного бетона.

В EuroCode prEN 1992-1-1 [12] предложена формула для учёта влияния ползучести, согласна которой, на деформации упругого последействия оказывают влияние следующие факторы: температура окружающей среды, возраст бетона в момент нагружения, размеры сечения элемента и характеристики бетона. В этом случае деформации ползучести можно вычислить по формуле:

$$\varepsilon(\infty, t_0) = \varphi_0(\infty, t_0)\left(\frac{\sigma_c}{E_{c0}}\right). \quad (7)$$

При этом коэффициент ползучести $\varphi(T)$ следует определять по формуле:

$$\varphi(\tau) = \varphi_0 \left(\frac{T}{T+\beta_H}\right)^{0.3}, \quad (8)$$

где τ – количество суток (возраст бетона), по прошествии которых требуется учесть влияние ползучести; φ_0 - теоретический коэффициент ползучести, который показывает во сколько раз увеличивается деформация за бесконечное время действия нагрузки; β_H - коэффициент, что зависит от относительной влажности и теоретического размера элемента.

Функция старения $\varphi(\tau)$ непрерывна, ограничена и с увеличением возраста материала стремится к постоянной C_0, то есть к величине меры ползучести в старом возрасте [2]:

$$\lim_{\tau \to \infty} \varphi(\tau) = C_0. \quad (9)$$

Алгоритм вычисления коэффициентов β_H и φ_0 привёден в [4].

Расчёт конструкции моста с учётом влияния эффекта ползучести в ПК «ЛИРА-САПР»

В качестве примера рассмотрим работу конструкции моста с учётом деформации упругого последействия согласно нормам EuroCode prEN 1992-1-1 [12].

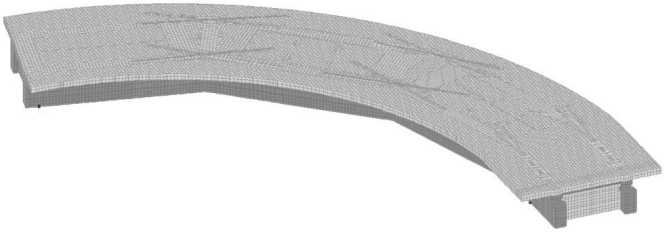


Рис. 4. Расчётная схема моста.

Работа железобетонных конструкций носит нелинейный характер. Расчётная модель моста была построена при помощи универсальных пространственных изопараметрических КЭ № 34 и 36 (для моделирования работы арматурных стержней) и физически нелинейных КЭ № 234 и 236 (для моделирования работы монолитного бетона). Для задания параметров нелинейного расчёта деформирования бетона был использован 15-й экспоненциальный закон.

При расчёте конструкции с учётом ползучести учитываются нелинейные деформации. Для учета нелинейности в ЛИРА –САПР был выбран простой шаговый метод с количеством шагов равным 30 Для выполнения нелинейного расчета в ПК ЛИРА-САПР, с учетом степенного закона ползучести во времени (EuroCode prEN 1992-1-1), предварительно вычисляется коэффициент

ползучести φ_0 и коэффициент βH, которые зависят от относительной влажности (RH в %) и условного размера сечения (h_0 в мм).

Сравнение и анализ результатов расчёта выполнен по кинематическим характеристикам – перемещение расчётных характерных точек моста в направлениях «X», «Y», «Z».

Таблица 1. Максимальные перемещения моста, мм

Направление	Расчёт в упругой стадии	Расчёт с учётом ползучести				
		28 дней	365 дней	2 года	10 лет	50 лет
«X»	4.73	5.68	6.49	6.69	6.86	7.07
«Y»	3.27	3.93	4.5	4.65	4.76	4.91
«Z»	23.1	29	34.1	35.4	36.4	37.7

Из таблицы видно, что полученные перемещения по результатам расчёта с учётом ползучести значительно выше, нежели при обычном статическом расчёте. Со временем вертикальные перемещения начинают превышают максимально допустимые (в рассматриваемой конструкции они составляют 30 мм).

Вследствие проявления деформаций ползучести, в бетоне начинают меняться его физические характеристики. Изменение модуля деформации во времени для рассматриваемой расчётной схемы показано на рисунке 5.

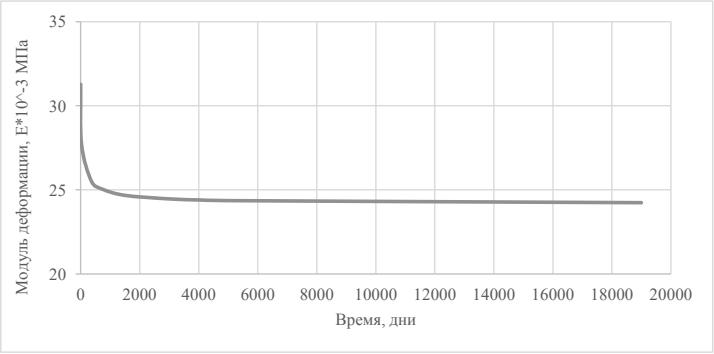


Рис. 5. График изменения модуля деформации в бетоне с течением времени.

Приведённый график показывает, что по мере старения бетона его модуль деформации $E(\tau)$ понижается, причем в молодом возрасте, особенно в первый месяц приложения загружения $E(\tau)$ падает значительно значительно быстрее. В дальнейшем, с увеличением возраста бетона, скорость понижения $E(\tau)$ постепенно также падает и приблизительно через год данное явление принимает асимптотический характер, т.е.

$$\lim_{\tau \to \infty} E(\tau) = E_0, \ \lim_{\tau \to \infty} \frac{dE(\tau)}{dt} = 0 \ . \qquad (10)$$

Следуя из этого выражения можно говорить, что начиная с некоторого возраста $\tau = \tau_0$, модуль деформации бетона $E(\tau_0)$ будет совсем незначительно отличаться от предельного значения E_0. Это свидетельствует о том, что процесс твердения бетона практически завершился. Поэтому начиная с возраста $\tau = \tau_0$ бетон можно считать старым, так как время больше не оказывает такого сильного влияния на изменения величины его модуля деформации. А при всех значениях $\tau \geq \tau_0$ будет иметь место следующее асимптотическое равенство:

$$E(\tau) \approx E_0. \quad (11)$$

В результате изменения физических характеристик бетона, начинает происходить перераспределение усилий между составляющими элементов конструкции. Изменение напряженного состояния во времени в одном из объемных конечных элементов бетона мостового полотна представлено в таблице 2.

Таблица 2. Максимальные усилия в одном из КЭ мостового полотна, кН.

Усилие	Расчёт в упругой стадии	Расчёт с учётом ползучести				
		28 дней	365 дней	2 года	10 лет	50 лет
Nx	-3020	-2360	-2100	-2050	-1990	-1980
Ny	-2850	-2200	-1950	-1910	-1850	-1840

Приведённые данные свидетельствуют о появлении в бетоне явления релаксации. Поскольку бетон больше не в состоянии воспринимать нагрузку, которую он нёс с момента приложения загружения, то излишние усилия переходят в арматурные стержни.

Визуализация данного процесса приведена на рисунке 6.

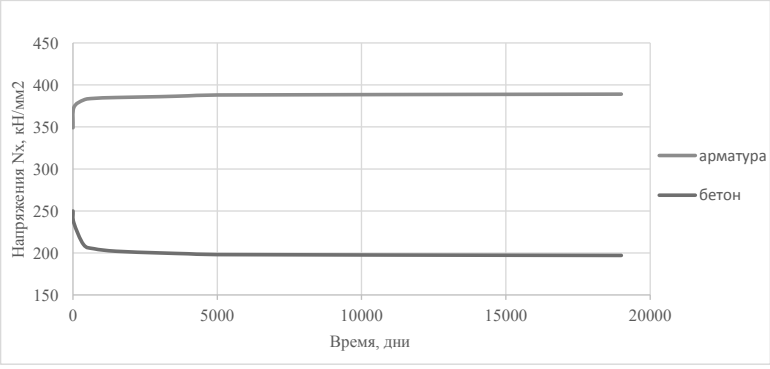


Рис. 6. Изменение продольных усилий с течением времени в бетоне и арматуре.

Таким образом, существенные изменения напряженно – деформированного состояния в бетоне и арматурных стержнях

свидетельствуют о недостаточности простого статического расчёта при проектировании мостовых сооружений.

Выводы

В статье были рассмотрены основные функциональные зависимости для решения задачи равновесия упруго – ползучей среды. Также проанализирована работа мостовой конструкции с учётом появления эффектов упругого последействия. Построены графики изменения статических и кинематических характеристик элементов конструкции.

Использование физически нелинейных законов деформирования, а именно компьютерное моделирование эффекта ползучести в задачах расчёта мостовых сооружений позволяет проанализировать процесс изменения их напряженно-деформированного состояния во времени. Отмечено увеличение напряжений в арматуре с течением времени, в связи с чем рекомендуется учитывать явление ползучести при проектировании мостовых конструкций.

Недостаточная оценка влияния реологических свойств бетона в процессе проектирования мостов может привести к непригодности конструкции к нормальной эксплуатации, а иногда и к аварийным последствиям.

Литература

1. Арутюнян Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести / Арутюнян Н.Х. – М. : Гостехтеориздат, 1952 – 323 с.
2. Александровский С.В. Приложение теории ползучести к практическим расчетам железобетонных конструкций / С.В. Александровский, В.М. Бондаренко, И.Е. Прокопович // Сб. научн. трудов "Ползучесть и усадка бетона и железобетонных конструкций". – М. : Стройиздат, 1976. – С. 43–46.
3. Барабаш М. С. Методы моделирования изменения напряженно-деформированного состояния конструкций во времени / М. С. Барабаш // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2014. – Vol. 10, Issue 2. – С.92–100.
4. Барабаш М. С. Алгоритм моделирования и расчета конструкций с учётом ползучести бетона. / М. С. Барабаш, М.А. Ромашкина // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2013. –Vol. 9, Issue 4. – С. 56–63.
5. Бондаренко В.М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона / В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко. – М. : Стройиздат, 1982. – С. 123–136.
6. Васильев П.И. Приложение теории ползучести бетона к расчетам массивных конструкций и мостов / П.И. Васильев, Я.Д. Лившиц // Сб. научн. трудов "Ползучесть и усадка бетонов и железобетонных конструкций" – 1976. – С. 356–362.
7. Гурьева Ю.А. Некоторые приложения упрощенной теории нелинейной ползучести нестареющего бетона при сжатии / Ю.А. Гурьева // Промышленное и гражданское строительство. – 2008. – № 6. – С. 52–53.

8. Прокопович И.Е. Об учете влияния размеров элемента, влажности среды и нелинейной составляющей ползучести бетона при расчете релаксации и потерь преднапряжения / И.Е. Прокопович, В.И. Барановский, П.Л. Невелик // Строительные конструкции. – 1986. № 39 – С. 18–23.
9. Тамразян А. Г. Механика ползучести бетона / А. Г. Тамразян, С.Г. Есаян. – М. : МГСУ, 2012. – 490 с.
10. Тур В. В. Эксперементально-теоритические основы предварительного напряжения конструкций при примененииинапрягающего бетона / В. В. Тур. – Брест: БГТУ, 1998. – 246 с.
11. Хасин В.Л. К расчету железобетонных элементов с учетом нелинейной ползучести бетона / В.Л Хасин // Сб. научн. трудов "Пути повышения производительности труда, сокращения сроков проектирования и строительства транспортных сооружений". – 1986. – С. 123–136.
12. Eurocode 2: prEN 1992-1-1 «Design of concrete structures - Part 1: General rules and rules for buildings» - Annex B(Informative) Commition of European Communities, Des 1991. P 226.
13. Suvorova J. V. An approach to the description of time — dependent materials / J.V. Suvorova // Materials and Design.- 2003. - № 24 – P. 293—297.

УДК 691.335.478.9

Брайченко С.П., Маргаль І. В., Гивлюд М.М.,
Національний університет “Львівська політехніка"

ВИТРИВАЛІСТЬ КОМПОЗИЦІЙНИХ БЕТОНІВ НА ОСНОВІ СІРКИ ПРИ ЦИКЛІЧНИХ НАВАНТАЖЕННЯХ

Описано методику і результати експериментальних досліджень витривалості бетонів при циклічних навантаженнях. Показано вплив вологого стану, складів і структури на витривалість бетонів на основі сірки та цементних бетонів, які принципово відрізняються за технологією виготовлення.

The method and results of experimental research of endurance concrete under the cyclic loads are described. The influence of wet condition composition and structure for endurance concrete based on sulfur and cement concrete, which fundamentally different by manufacturing technology are showed.

Циклічні і багаторазово повторювані дії зовнішніх навантажень, а також періодичні цикли зволоження-висихання, нагрівання-охолодження зовнішнього середовища сприяють накопиченню в бетонних і залізобетонних конструкціях внутрішніх напружень і, накладаючись з напруженнями від усадки, що не проявились, викликають в структурі бетону мікроруйнування, які поступово призводять до появи тріщин і передчасного руйнування конструкцій.

Дослідження показують, що статичні напруження, величина яких складає понад 80% від відповідної короткочасної границі міцності бетону, з якого виготовлена та чи інша конструкція, як правило, викликають її руйнування.

Статична границя втомної міцності при циклічному навантаженні є ще нижчою і становить близько 50% короткочасної міцності бетону. Зниження міцності під впливом зовнішніх навантажень та середовища є наслідком накопичення і розвитку в часі мікро- та макротріщин і відповідної релаксації напружень в матеріалі [1]. Зниження міцності бетону залежить від багатьох факторів, з яких його вид, структура та стан вологості є визначальними.

При висиханні водонасиченого бетону виникає градієнт вологості у перерізі елемента, що обумовлює появу внутрішніх напружень внаслідок капілярної усадки, яка не проявилась, так і різної деформативності поверхневих

та внутрішніх зон. В поверхневому шарі бетону виникають напруження розтягу, величина яких досягає 30% від границі міцності на розтяг при згині f_{ctm}. В міру висихання міцність бетону поступово зменшується до деякого мінімального значення при найбільшому градієнті вологості, а потім зростає. Відношення мінімальної границі міцності при висиханні до границі міцності у водонасиченому стані (коефіцієнт тріщиностійкості по Шейкіну) відображає вплив внутрішніх напружень при зволоженні на властивості міцності бетону і знаходиться в межах 0,7–1,0 залежно від характеру пористості бетону, виду в'яжучого та складових модифікуючих добавок.

Встановлено, що вологість суттєво впливає на механічні властивості бетонів, особливо на їх витривалість. Це пояснюється тим, що молекули води, які знаходяться в капілярах, швидко дифундують у мікротріщини, що виникають від втоми, і прискорюють їх проростання. Втомна тріщина в водонасиченому шарі є концентратором напружень, які сприяють руйнуванню зразка. Ще більше впливає на витривалість почергове зволоження і висихання бетону. При багаторазовому повторюванні цих процесів та накладанні температурних деформацій відбувається часткове руйнування структури бетону, особливо крупнозернистих, внаслідок чого знижується статична і втомна міцність.

Виявлено [2, 3], що процес утворення мікротріщин в сірчаних бетонах суттєво відрізняється від аналогічного процесу в цементних. Це пов'язано з відмінностями їх структури, характером і величиною власних напружень в матеріалі. Відсутність в сірчаних мастиках і бетонах капілярнопористої структури, хімічних процесів, які зв'язані з гідратацією цементу, хімічно зв'язаною і вільної вологи накладає свої особливості на механізми їх руйнування.

Мета нашого дослідження - вивчити вплив вологого стану, складів і структури на витривалість цементних і сірчаних бетонів, які принципово відрізняються технологією виготовлення.

Дослідження проводили на зразках розміром 4х4х16см, які були виготовлені методом віброущільнення. Зразки з сірчаного бетону готували за гарячою технологією. При цьому сірку плавили при 150° С і змішували з висушеними і нагрітими до цієї температури мінеральними наповнювачами і заповнювачами. Зразки поміщали в металеві форми, що були нагріті до температури сірчаного розплаву.

Зразки з цементного бетону витримували в нормальних умовах твердіння протягом 28 діб, а потім протягом 6 місяців - в повітряно-сухих умовах лабораторії. Зразки на сірчаному в'яжучому після виготовлення тверднули на повітрі і зберігалися в повітряно-сухих умовах.

Вихідними матеріалами для виготовлення бетонів служили: в'яжучі - портландцемент з активністю 48 МПа, технічна сірка сорту 9920 і сірка, модифікована 5% дициклопентадієну (ДЦПД), мелена вапнякова сірчана руда, що містить в середньому 28% елементарної сірки; наповнювачами для сірчаної мастики і бетону були мелена кварцова і вапнякова мука (питома поверхня 3000 $см^2/г$), а також мінеральна складова, що входить до складу сірчаної руди; дрібними заповнювачами - кварцовий дрібнозернистий пісок (модуль крупності 1,38) і вапняковий пісок; крупними заповнювачами - гранітні висівки фракції 3-8 мм, отримані після дроблення гранітного щебеню, і гранітний щебінь фракції 5-10 мм.

Дослідження на витривалість проводили на спеціально розробленій установці вібраційної дії. При дослідженні використовували відносну границю втомної міцності, що є відношенням максимального напруження в циклі до границі статичної міцності бетону. Зразки випробовували на розтяг при згині при частоті 50 Гц, характеристиці циклу напружень 0,5 і числі повторення навантаження $2х10^6$ циклів. Методика визначення границі втомної міцності приведена раніше [3].

На першому етапі аналізували поведінку зразків при багаторазово повторному навантаженні в повітряно-сухому стані. Відносна границя

витривалості при згині зразків на цементному в'яжучому склала 0,45-0,60, на сірчаному 0,28-0,36. Зниження відносної витривалості зразків на сірчаному в'яжучому в порівнянні з цементним можна пояснити тим, що в структурі є багато локальних неоднорідностей, які інтенсивно проявляються при багаторазово повторному навантаженні, провокуючи зародження мікротріщин, їх розвиток і перетворення в макротріщини, що призводять до руйнування.

Основною причиною утворення неоднорідностей є процеси перекристалізації сірки при охолодженні, твердненні і структуроутворенні сірчаної мастики, що призводить до високих внутрішніх напружень і термоусадочних деформацій. Це посилюється також відсутністю процесу "самозаліковування" тріщин, що притаманне в цементним системам.

Відносні деформації нижньої грані зразків на сірчаному в'яжучому під час прикладання навантаження змінювалися несуттєво. Тензометричні вимірювання показали, що ці деформації знижувалися до моменту руйнування балочок не більше ніж на 15%, в той час як для зразків на цементі - на 50%. Якісна зміна відносних деформацій характеризує ступінь розпушення структури матеріалу.

Якщо руйнування зразків розділити на дві стадії - повільного зародження і розвитку мікродефектів і субмікротріщини, а також їх швидкого розвитку і об'єднання, то слід вважати, що в зразках на сірчаному в'яжучому друга стадія протікає набагато швидше, ніж в цементних. Тому розпушення структури тут не встигає проявитися у вигляді зміни відносних деформацій при постійному зовнішньому навантаженні.

Зменшення відносного вмісту сірки при збільшенні кількості заповнювача дещо підвищує границю витривалості, що підтверджує негативну дію концентраторів напружень в сірчаному в'яжучому при перекристалізації сірки. З іншого боку, втомна міцність сірчаного бетону є максимальною при оптимальній кількості сірчаної мастики. При її недостатній кількості не всі порожнини заповнюються, а поверхня наповнювачів не в повному обсязі

обволікається сірчаної плівкою. При надмірній кількості стає можливим розвиток небезпечних усадочно-температурних деформацій при охолоджень бетону і перекристалізації сірки, що прискорюють розвиток деструктивних процесів.

Порівняння результатів випробувань зразків на цементному і сірчаному в'яжучих, які мають приблизно однакову міцність, показує, що міцність на розтяг при згині і границя витривалості зразків на сірчаному в'яжучому є в 2 і 1,4 рази вищою, хоча відносна витривалість на 30% нижча.

Заміна кварцових компонентів бетону вапняковими призвела до підвищення відносної границі витривалості з 0,33-0,38 до 0,42-0,46. Це можна пояснити формуванням більш однорідною мікроструктури, оскільки контактна зона сірки з вапняковими гідрофобними наповнювачами і заповнювачами більш щільна і міцна, ніж з гідрофільними кварцовими. Крім того, фізико-механічні властивості вапняків (густина, міцність, модуль пружності) більш порівнюванні з аналогічними характеристиками сірчаної мастики, ніж гранітного щебеню. Тому при циклічних навантаженнях структурні зв'язки швидше руйнуються в бетонах на гранітному щебені, так як концентрації напружень в контактних зонах є вищими.

Спільним для сірчаних бетонів на різних мінеральних компонентах є те, що їх міцність від втоми можна характеризувати показником f_{ctm}. З його зниженням відносна границя витривалості зменшується і навпаки (рис. 1).

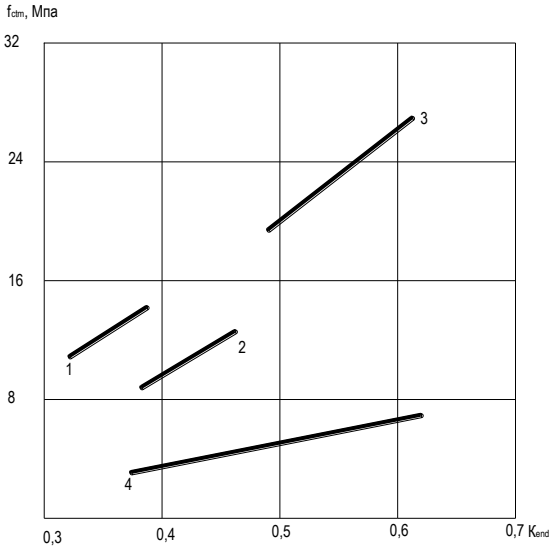


Рис. 1. Залежність коефіцієнта витривалості бетону від міцності на розтяг при згині: 1 - сірчаний бетон (сірка технічна, кварцове борошно, кварцовий пісок, гранітний щебінь); 2 - те ж, наповнювач і заповнювачі вапнякові; 3 - сірчаний бетон - сірка, модифікована 5% ДЦПД; 4 - важкий бетон (цемент, кварцовий пісок, гранітний щебінь).

Коефіцієнт витривалості модифікованого сірчаного бетону виявився на 24-30% вищим, ніж немодифікованого. Це пояснюється тим, що результатом модифікування сірки є зниження модуля пружності і підвищення границі міцності на розтяг при згині. Це призводить до зниження внутрішніх напружень і зменшення кількості перенапружених мікрообластей в структурі бетону і, відповідно, до підвищення границі його витривалості.

Таким чином, модифікування сірки покращує пластичні властивості сірчаного бетону, що сприяє уповільненню процесів втомного руйнування при високих рівнях напруженнях. В цей же час відомо, що фізична межа втоми в кінцевому рахунку визначається пружними зв'язками, і тому при навантаженнях, близьких до цієї границі, бетони з менш вираженим характером

пластичності є витривалішими. Це особливо властиво модифікованим сірчаним бетонам.

На другому етапі досліджень було проведено аналіз результатів випробувань зразків, висушених до постійної маси, повітряно-сухого зберігання і водонасичених.

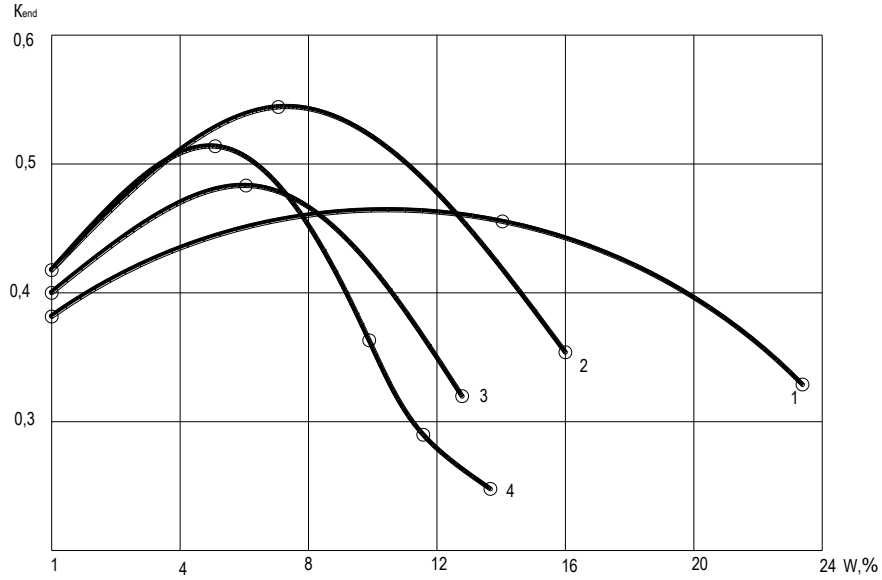


Рис. 2. Залежність відносної границі витривалості від вологості зразків:

1 - цементно-піщаний розчин Ц:П = 1:1; 2 - те ж, Ц:П = 1:2; 3 - те ж, Ц:П = 1:3; 4 – бетон на основі цементу (Ц:П:Щ = 1:1,4:2,6).

Встановлено (рис. 2), що дрібнозернистий піщаний бетон при однаковій міцності з крупнозернистим має в середньому відносну границю витривалості на 15% вищу. Це можна пояснити його кращою однорідністю і пластичністю.

Відомо, що при водонасиченні міцність бетону знижується [4]. Досліди показали, що абсолютна і відносна (до статичної міцності) границі витривалості також знижуються. Максимальне значення цих величин отримано для зразків, які випробувані в повітряно-сухому стані. При висушуванні до постійної ваги у

всіх випадках спостерігається також зниження абсолютної і відносної меж витривалості при зниженні границі міцності як при стиску, так і розтягу при згині. Можна припустити, що це пов'язано із вивільненням пустот і капілярів від вільної води, зниженням внутрішнього тиску і активізацією процесів усадки, що викликає напруження розтягу [5].

Щодо сірчаних бетонів, абсолютна і відносна витривалість після їх експозиції у воді протягом 24 години і випробуванні багаторазово повторюваним навантаженням практично не змінилася. Це пояснюється відсутністю в структурі відкритої капілярної пористості і гідрофобною природою матеріалу. Модифікування сірчаних композитів 5% дициклопентадієну значно підвищує відносну витривалість.

ВИСНОВКИ

Дослідження показали, що витривалість цементних бетонів у вологих умовах знижується внаслідок утворення водонасиченого шару у розтягнутій зоні. Втомна тріщина, що виникла і швидко проростає в ньому, є концентратором напружень. Це явище відсутнє при використанні сірчаного бетону, який водою практично не насичується, а процеси попеременного зволоження та висихання відсутні.

Найбільшу небезпеку для сірчаних бетонів становлять температурні перепади. Це пов'язано з високою термічною чутливістю сірки та її високими температурними коефіцієнтами лінійного і об'ємного розширення порівняно з цементним каменем.

Втомна міцність цементних та сірчаних бетонів зменшується з підвищенням температури, і має максимальне значення при вологості, що відповідає повітряно-сухому стану зразків.

Відсутність в структурі сірчаного бетону активної капілярної пористості виключає водонасичення, а при низьких температурах - утворення льоду, що

обумовлює високу морозостійкість при його експлуатації в умовах знакозмінних температур.

Поперемінна дія позитивних і негативних температур, особливо при великих перепадах, руйнує структуру обох видів бетонів, особливо крупнозернистих, підвищує їх неоднорідність і густину, що призводить до зниження як статичної, так і втомної міцності.

На витривалість бетону найбільше впливає мікроструктура цементного каменю та сірчаної мастики, властивості контактної зони з поверхнею зерен мінеральних наповнювачів, а для сірчаних бетонів - модифікований стан сірки.

Втомна міцність сірчаного бетону є максимальною при оптимальному вмісті сірчаної мастики. Найбільш витривалим є бетон, який приготований на карбонатних матеріалах і модифікованій сірці.

Література

1. Пирадов К. А., Гузеев Е. А. Механика разрушения железобетона. - М.: Новый век, 1998. - 190 с.

1. *Орловский Ю. И.* Бетоны, модифицированные серой: Дис. ...докт. техн. наук: 05.23.05. - Харьков, 1992. - 529 с.

2. *Орловский Ю. И., Семченков А. С., Маргаль И. В.* Усталостная прочность серных бетонов // Бетон и железобетон. - 1998. - № 2. - С. 6-9.

3. *Вербицкий Г. П.* Прочность и долговечность бетона в водной среде. - М.: Строй- издат, 1976. - 128 с.

4. *Курносов Э. А.* Роль свободной воды в процессе структурообразования дисперсных систем // Бетон и железобетон. - 1991. - № 4. - С. 22-23.

5. *Сервисен С. В.* Усталость материалов и элементов конструкций. - К.: Наук, думка, 1985.-236с.

6. *Волгушев А. Н.*, Строительные и прочностные особенности серных композиций // Строительный журнал Весь Бетон 2011.

7. *Волгушев А. Н.* Серное вяжущее и композиции на его основе. М.: Журнал «Бетон и железобетон», 1997, №5,. - С. 46 – 48.

8. Личман Н. В. Серные бетоны на основе промышленных отходов Норильского региона //Диссертация на соискание ученой степени канд. техн. наук: 05.23.05, Норильськ, 2002.- 198 с.

УДК 624.011.2

д.т.н., професор **Демчина Б.Г.,**
аспірант **Шидловський Я.М.,**
Національний університет “Львівська політехніка", м. Львів

ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ ДОЩАТИХ АРОК НА МЕТАЛОЗУБЧАТИХ ПЛАСТИНАХ

Наведено результати експериментальних досліджень роботи дощатих арок на металозубчатих пластинах.
The results of experimental researches of wooden planked arches with connections on metal plates is described.
Ключові слова: дощата арка, дерев’яні конструкції, металозубчаті пластини.

Постановка проблеми. У зв’язку з великою деформативністю дощатих арок основною проблемою в процесі їх роботи є забезпечення стійкості тіла арки. Проблему у вертикальній площині вирішують влаштуванням похилих затяжок [1] з тросів та горизонтальних зв’язків у горизонтальній площині.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Попереднім аналізом літературних джерел встановлено, що тема дощатих арок на металозубчатих пластинах досліджувалась мало, тому доцільно було провести дослідження такої конструкції.

Мета та завдання досліджень. Метою роботи було вивчення деформативнисті дощатих арок на металозубчатих пластинах та розподілу нормальних напружень у поперечному перерізі тіла арки та у затяжках.

Методика експериментальних досліджень. Згідно поставлених завдань досліджень була розроблена програма експериментальних випробувань арок, до якої увійшли випробування на дію рівномірно розподіленого навантаження на весь проліт, та завантаження половини прольоту навантаженням (табл. 1).

Таблиця 1. Специфікація арок

Марка арки	Схема навантаження арки	Поперечний переріз тіла арки, мм
А-1.1	рівномірно розподілене навантаження на весь проліт	180х30
А-2.1		180х40
А-3.1		180х40
А-1.2	завантаження половини прольоту рівномірно розподіленим навантаженням	180х30
А-2.2		180х40
А-3.2		180х40

Зразок арок мав проліт 6м, стрілу підйому 1м (рис. 1). Зігнута вісь описувалася рівнянням квадратної параболи. Тіло арок складалося з шести дерев'яних дощатих елементів 1 завдовжки 1070мм і розміром поперечного перерізу 180х30мм або 180х40мм, мотеріал – сосна.

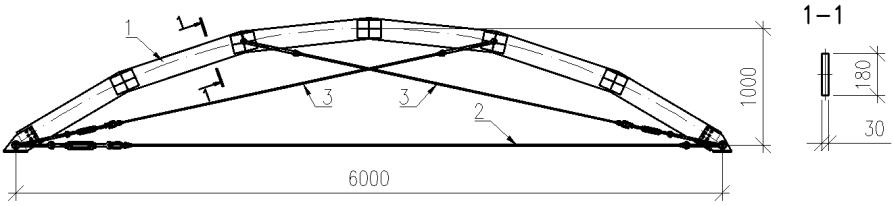
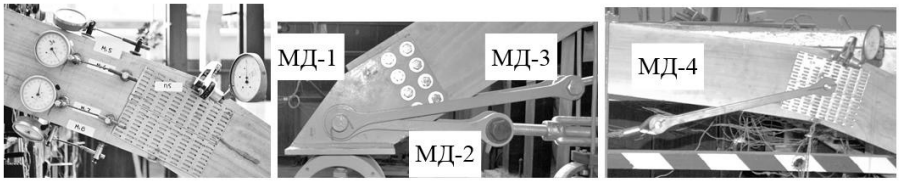


Рис. 1. Схема дощатої арки:

1 – тіло арки; 2 – горизонтальна затяжка; 3 – похилі затяжки.

Між сособою дощаті елементи з'єднювались за допомогою металевих зубчатих пластин (рис. 2, а) згідно [2]. Для горизонтальної затяжки 2 був підібраний канат типу ЛК-Р конструкції 6х19(1+6+6/6)+7х7(1+6) діаметром 12,5мм (ГОСТ 14954), для похилих затяжок 3 – канат типу ЛК-О конструкції 6х7(1+6)+1х7(1+6) діаметром 10мм (ГОСТ 3066).

Було запроектовано опорний вузол МД-1 (рис. 2, б), до якого через спеціальні металеві деталі МД-2,3 (рис.2, б) шарнірно прикріплювались горизонтальна на похила затяжки, в місцях з'єднання канату з тілом арки також були встановлені циліндричні шарніри, а зусилля передавалось через металеві деталі МД-4 (рис. 2, в).



а) б) в)

Рис. 2. Вузли арки:

а) з'єднання на металозубчатих пластинах; б) опорний вузол арки;

в) з'єднання похилої затяжки з тілом арки.

Для забезпечення стійкості верхнього поясу з площини було влаштовані системи жорстких закріплень з кутників L50x50x4 (рис. 3)

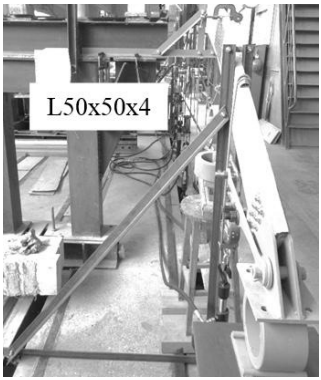


Рис. 3. Система забезпечення стійкості арки з площини.

Випробування арок на міцність проводилися в лабораторії кафедри будівельних конструкцій та мостів національного університету «Львівська політехніка». Була розроблена установка для проведення випробування конструкцій арок (рис. 4,5). Навантаження на конструкцію арки створювалося гідравлічними стяжками 3 (Miol 5т), які підключали до насосної станції. Це дозволяло підтримувати однакове навантаження на окремі елементи в ході випробування та забезпечувати можливість прикладання навантаження дистанційно до 50 кН/м. Для контролю зусилля від гідрпавлічних стяжок

використовувались динамометри розтягу, попередньо протаровані на розривній машині Р-10.

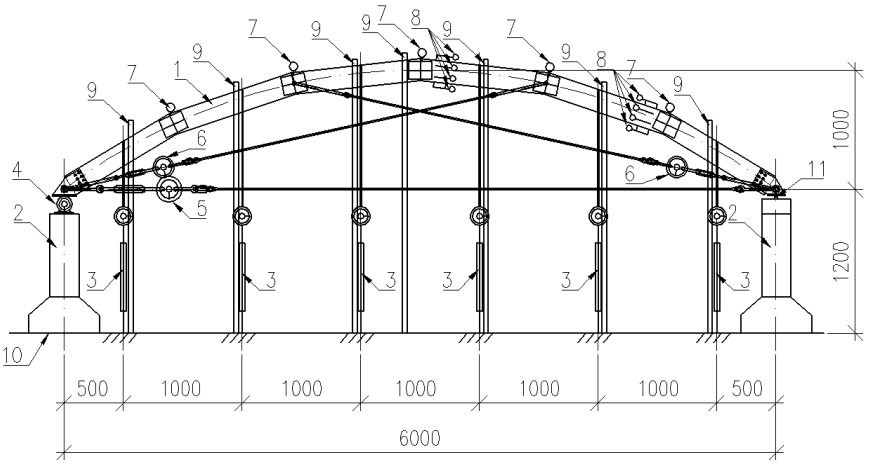


Рис. 4. Схема випробувальної установки:

1 – тіло арки; 2 – опори; 3 – гідравлічні стяжки з динамометрами (Др1…Др6); 4 – опорний динамометр (Д1); 5 – динамометр затяжки (Дг1);

6 – динамометри похилих затяжок (Дп1, Дп2); 7 – прогиноміри 6ПАО Аістова (П1…П8); 8 – мікроіндикатори годинникового типу (Мі1…Мі8);

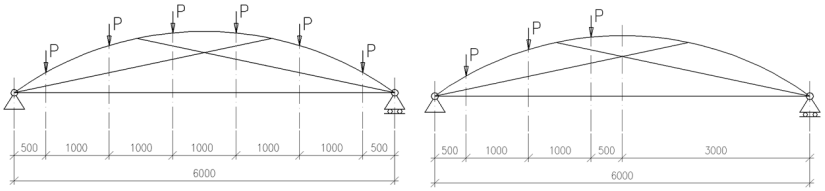
9 – система забезпечення стійкості арки з площини;

10 – силова підлога; 11 – циліндричний шарнір.

Рис. 5. Загальний вид випробувальної установки

На першому етапі випробувань визначалась міцність та деформативність арок під час навантаження їх навантаженням за схемою 1 (рис. 6, а). На другому етапі випробувань арки досліджували при дії завантаження половини прольоту таким навантаженням (рис. 6, б). Навантаження прикладалось етапами по 50 кг на кожний дощатий елемент (300 кг на всю конструкцію за етап).

Покази з усіх приладів знімали після витримки на кожному етапі по 5хв. В ході експерименту вимірювали вертикальну реакцію опори, зусилля в горизонтальній та похилих затяжках, абсолютні деформації деревини в поперечному перетині тіла арки та прогини арки по довжині. Завантаження проводили до руйнування конструкції.



а) б)

Рис. 6. Схеми навантаження арки:

а) на весь проліт; б) на половину прольоту.

Результати випробувань. Проведено дослідження роботи шести дослідних зразків дощатих арок. Зразки марок А-1.1, А-2.1, А-3.1, А-2.2 зруйнувались внаслідок втрат стійкості тіла арки з площини (рис. 7).

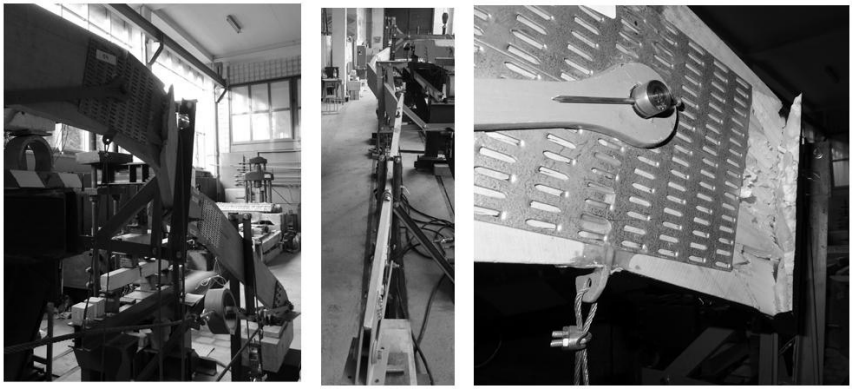


Рис. 7. Вигляд арки марки А-1.1після руйнування внаслідок втрати стійкості тіла арки з площини

Арки марок А-1.2 та А-3.2 зруйнувались внаслідок сколювання деревини у вузлі (рис. 8). В усіх зразках перед руйнуванням спостерігалась втрата стійкості тіла арки з площини.

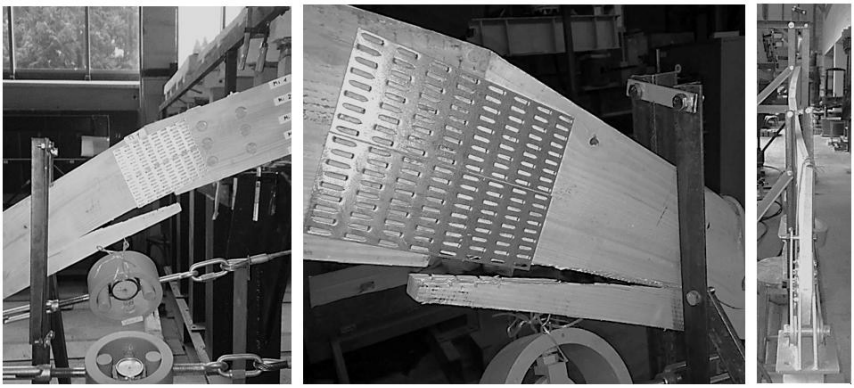


Рис. 8. Вигляд арки марки А-1.2 після руйнування внаслідок сколювання деревини у вузлі

Розподіл напружень у тілі арок потребує додаткового аналізу.

В табл. 2 подано результати випробувань дощатих арок. Навантаження подано в кН/м.

Таблиця 2. Результати випробувань дощатих арок

Марка арки	Руйнівне навантаження, кН/м	Навантаження при досягненні граничного прогину, кН/м	Навантаження на всю конструкцію, кН
А-1.1	7,5	5,5	45,0
А-2.1	8,9	5,0	53,1
А-3.1	9,5	6,0	28,5
А-1.2	8,0	5,5	24,0
А-2.2	10,0	6,0	30,0
А-3.2	11,0	6,3	33,0

Зусилля в горизонтальній та похилих затяжках були близькі до розрахункових, однак експериментальні прогини арки перевищували розрахункові більш ніж на 30% (рис. 9,10).

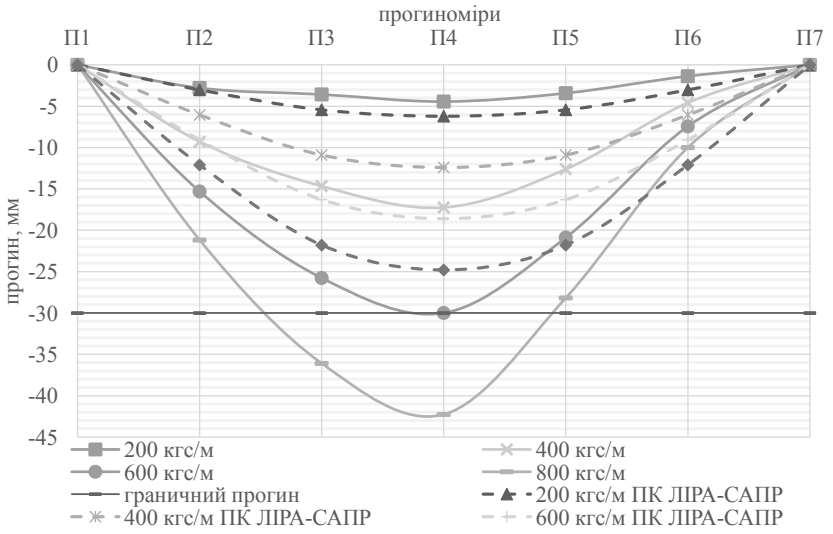


Рис. 9. Діаграма прогину дощатої арки марки А-3.1 від дії рівномірно розподіленого навантаження

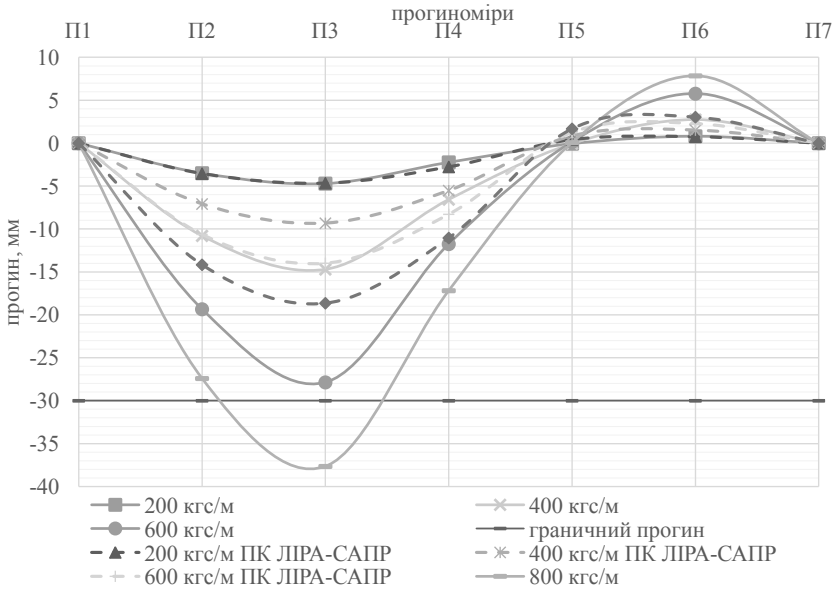


Рис. 10. Діаграма прогину дощатої арки марки А-3.2 від дії розподіленого навантаження на половину прольоту

Висновки

1. Запропоновано нову конструкцію дерев'яної арки, яка є легкою, має низьку собівартістьта та є швидкозбірною.
2. Описано методику експериментальних досліджень дощатих арок на металозубчатих пластинах.
3. Проведено випробування шести зразків дощатих арок на металозубчатих пластинах.
4. Аналіз арок з системою похилих затяжок показав, що додаткове влаштування похилих затяжок допомагає стабілізувати верхній пояс арки. Система затяжок забезпечу перерозподіл зусиль в затяжках і в арці. Це дозволяє зменшити величину зусиль, що вникають в тілі арки і в горизонтальній затяжці, та, відповідно, створює передумови для полегшення конструкції, та економії матеріалів.

5. В процесі аналізу було виявлено проблеми розрахунку прогинів арок з системою похилих затяжок, що полягали у занижених на 30% значень розрахункових прогинів від експериментальних значень.

Література

1. Строительная механика. Избранные труды, Шухов В.Г. М.: Наука, 1977. – 193
2. Методика експериментальних досліджень міцності та деформативності дерев'яної ванти, армованої стальним тросом, А. Р. Кравз, Б. Г. Демчина, І. І. Лукач та ін. Теорія і практика будівництва. Видавництво Львівської політехніки, 2012. – 4 с.
3. Рекомендации по проектированию и изготовлению дощатых конструкций на МЗП, ЦНИИСК им. Кучеренко. 1983. – 39

УДК 624.012.45:624.046.2

Войцехівський О.В., Байда Д.М.,
Вінницький національний технічний університет, м. Вінниця
Сазонова І.Р.,
Державний науково дослідний інститут будівельних конструкції, м. Київ

ВИКОРИСТАННЯ ДВОЛІНІЙНИХ ДІАГРАМ ДЕФОРМУВАННЯ МАТЕРІАЛІВ ПРИ РОЗРАХУНКАХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ДЕФОРМАЦІЙНИМ МЕТОДОМ

У статті наведено методику розрахунку залізобетонних конструкцій за спрощеною діаграмою деформування бетону. Приведено алгоритми розрахунку несучої здатності нормальних прямокутних і таврових перерізів, підбору армування елементів, що працюють на позацентровий та центральний стиск.

The paper presents the procedure for designing the reinforced concrete structures according to the concrete deformation simplified diagram. The algorithms for the bearing capacity calculation for normal rectangular and T cross-sections and for the reinforcement selection for elements working in eccentric and axial compressions are given.

Як відомо, з 2011 року в Україні при розрахунках залізобетонних конструкцій використовуються державні стандарти, що базуються на деформаційній методиці розгляду напружено-деформованого стану перерізів [1,2]. Деформаційна методика розрахунку передбачає використання діаграм деформування матеріалів. Стосовно бетону – це діаграма короткотривалого осьового навантаження у вигляді поліному 5-го ступеня (формула 3.5 [1]). В той же час (п.3.1.6 [1]), при виконанні перевірочних розрахунків або близьких до них припускається використовувати спрощену дволінійну діаграму деформування бетону (рис.1).

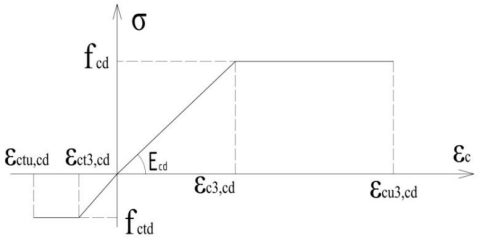


Рисунок 1 – Дволінійна залежність напруження-деформації бетону

В нормах проектування залізобетонних конструкцій [2] в додатку А наведено алгоритм розв'язання системи нелінійних рівнянь рівноваги залізобетонного розрахункового перерізу за деформаційним методом. В ньому показана реалізація даного методу з використанням діаграми деформування у вигляді поліному. Подібного алгоритму розв'язання задачі у випадку використання дволінійної діаграми деформування бетону, на жаль, немає.

В той же час, при вирішенні великого спектру задач практичного проектування залізобетонних конструкцій існує потреба у наявності простих, доступних для розв'язання без використання великих програмних комплексів, розрахункових апаратів, в основу яких може бути покладена дволінійна діаграма деформування бетону.

Важко переоцінити наявність такого розрахункового апарату у використанні в учбовому процесі при навчанні інженерів-проектувальників. Простота у використанні цього апарату при розгляді напружено-деформованого стану залізобетонного перерізу дозволить зрозуміти етапи роботи конструкції під дією навантаження; оцінити ефективність використання арматури в розтягнутій та стиснутій зонах залізобетону; зрозуміти основи раціонального проектування конструкцій.

В подальшому наведено результати напрацювань, виконані на кафедрі промислового та цивільного будівництва Вінницького національного технічного університету та у відділі надійності конструкцій будівель і споруд державного науково-дослідного інституту будівельних конструкцій для перерізів, що найбільш часто використовуються в практиці проектування (рис.2).

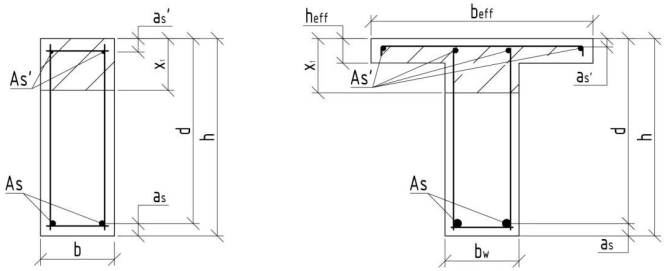


Рисунок 2 – Геометричні характеристики нормального прямокутного (а) та таврового (б) перерізів

Крім простоти та доступності, запропонована методика передбачає використання відомої методології розв'язання задачі розрахунку залізобетонних конструкцій з урахуванням характерних випадків руйнування нормальних перерізів та умов раціонального проектування [3].

Приймається, що нормальний переріз може зруйнуватись по двом характерним випадкам. Перший характерний випадок відбувається при руйнуванні стиснутого бетону та наявності текучості в розтягнутій арматурі. Другий – руйнуванні стиснутого бетону при пружній роботі розтягнутої арматури.

Підбір робочого армування балкових елементів виконується з умови раціонального проектування, тобто шляхом реалізації повної діаграми роботи бетону в стиснутій зоні та досягненні границі пружної роботи в розтягнутій арматурі.

Якщо при пружних деформаціях в розтягнутій арматурі деформації в бетоні стиснутої зони сягають граничних значень, необхідно передбачати розташування робочої арматури в стиснутій зоні бетону. Площа стиснутої арматури призначається з умови одночасного руйнування стиснутого бетону та наявності текучості в розтягнутій арматурі.

Автори щиро вдячні професору Барашикову А.Я. за методичну допомогу та консультації, щодо використання спрощених діаграм деформування бетону при розрахунках залізобетонних конструкцій.

Шляхи реалізації такого підходу наведено нижче.

1. Алгоритм визначення несучої здатності нормальних перерізів балкових елементів з одиночним армуванням

При рішенні цієї задачі основна невизначеність полягає у знаходженні характерного типу руйнування. Вона вирішується шляхом порівняння робочої висоти стиснутої зони бетону x_1 з граничним значенням цієї величини x_{1r}. Остання знаходиться з розгляду напружено-деформованого стану нормального перерізу, при якому виконується умова

$$\begin{cases} \varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu3,cd} \\ \varepsilon_s = \varepsilon_{so} \end{cases}.$$

Алгоритм розрахунку наступний.

1.1 Визначають величини: робочу висоту перерізу d (м); розрахункову міцність арматури $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ (МПа); деформації арматури на грані пружної роботи $\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s}$; та коефіцієнти - $\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}}$; $k_\lambda = \frac{1+\lambda(1+\lambda)}{3(1+\lambda)}$.

1.2 Визначають усереднене значення розподілених внутрішніх зусиль в стиснутій зоні бетоні $q_c = \frac{1}{2} f_{cd} b (1+\lambda)$ (кН/м).

1.3 Знаходять контрольне значення висоти стиснутої зони бетону $x_{1r} = d \frac{\varepsilon_{cu3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd} + \varepsilon_{so}}$ (м).

1.4 Обчислюють висоту стиснутої зони бетону з умови початку текучості арматури $x_1 = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{q_c}$ (м).

1.5 Визначають характерний випадок руйнування.

Якщо виконується умова $x_{1r} \geq x_1$, роблять висновок, що маємо справу з 1-им характерним випадком руйнування – в момент руйнування бетону в розтягнутій арматурі виникає текучість і йдуть до п.1.6.

Якщо виконується умова $x_{1r} < x_1$, роблять висновок, що маємо справу з 2-им характерним випадком руйнування – в момент руйнування бетону розтягнута арматура працює пружно і йдуть до п.1.8.

1.6 Знаходять деформації розтягнутої арматури $\varepsilon_s = \varepsilon_{cu3,cd}\left(\frac{d}{x_1} - 1\right)$.

1.7 Перевіряють умову непружної роботи розтягнутої арматури $\varepsilon_{ud} > \varepsilon_s > \varepsilon_{s0}$, тобто те, що арматура працює в пластичній стадії, але не руйнується, та йдуть до п.1.11.

1.8 Визначають значення дискримінанта $Д_1 = \varepsilon_{cu3,cd} E_s A_s \left(\varepsilon_{cu3,cd} E_s A_s + 4 q_c d\right)$.

1.9 Обчислюють висоту стиснутої зони бетону $x_1 = \frac{-\varepsilon_{cu3,cd} E_s A_s + \sqrt{Д_1}}{2 q_c}$.

1.10 Обчислюють несучу здатність перерізу $M_u = x_1 \cdot q_c (d - x_1 \cdot k_\lambda)$ (кН·м).

1.11 Перевіряють умову забезпечення несучої здатності $M_{Ed} \leq M_u$, де M_{Ed} – розрахунковий момент в перерізі від зовнішніх навантажень .

2. Алгоритм визначення несучої здатності нормальних перерізів балкових елементів з подвійним армуванням

При рішенні цієї задачі, як і в попередній, основна невизначеність полягає у знаходженні характерного типу руйнування. Крім того, для кожного характерного типу руйнування може виникати два різних підваріанта роботи стиснутої арматури – вона може працювати або пружно, або на стадії текучості.

Тому спочатку визначаємо характерний тип руйнування нормального перерізу шляхом порівняння робочої висоти стиснутої зони бетону x_1 з граничним значенням цієї величини x_{1r}. Остання знаходиться з розгляду

напружено-деформованого стану нормального перерізу, при якому реалізується умова

$$\begin{cases} \varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu3,cd} \\ \varepsilon_s = \varepsilon_{so} \end{cases}.$$

В разі, коли реалізується 1-й характерний тип руйнування, визначення стадії роботи стиснутої арматури відбувається шляхом порівняння висоти стиснутої зони бетону x_1 із контрольним значенням x_{1r}, величина якої розраховується із розгляду напружено-деформованого стану перерізу при одночасному виконанні умов:

$$\begin{cases} \varepsilon_{s0} \le \varepsilon_s < \varepsilon_{ud}, \\ \sigma_s = f_{yd}. \end{cases} \quad \text{та} \quad \begin{cases} \varepsilon_{s0} \le \varepsilon_s' < \varepsilon_{ud}, \\ \sigma_s' = f_{yd}. \end{cases}$$

При реалізації 2-го характерного типу руйнування, стадію роботи стиснутої арматури визначають порівнянням деформацій на грані пружної роботи стиснутої арматури ε_{s0}' з контрольним значенням цих деформацій ε_{sr}'. Контрольне значення величини деформацій в стиснутій арматурі ε_{sr}' знаходиться із розгляду напружено-деформованого стану перерізу, при якому висота стиснутої зони бетону $x_1 = x_{1r}$.

Алгоритм розрахунку наступний .

2.1 З відповідних таблиць [1], [2] та [3] виписують фізико-механічні характеристики матеріалів: для бетону – f_{cd}, МПа; $\varepsilon_{cu3,cd}, \varepsilon_{c3,cd}$; для арматури – f_{yk}, МПа; f_{yk}', МПа; E_s, МПа, E_s', МПа; γ_s; γ_s'; $A_s, см^2$; $A_s', см^2$; ε_{ud}.

2.2 Розраховують величини:

– розрахункову міцність арматури в розтягнутій $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ (МПа) та стиснутій зоні бетону $f_{yd}' = f_{yk} / \gamma_s'$ (МПа);

– деформації на грані пружної роботи розтягнутої $\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s}$ та стиснутої арматури $\varepsilon_{s0}' = \frac{f_{yd}'}{E_s}$;

– робочу висоту перерізу d (м);

– коефіцієнти $\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}}$ та $k_\lambda = \frac{1+\lambda(1+\lambda)}{3(1+\lambda)}$.

2.3 Визначають усереднене значення внутрішніх розподілених напружень в стиснутій зоні бетону $q_c = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot b(1+\lambda)$.

2.4 Визначають висоту стиснутої зону бетону з умови наявності текучості і в розтягнутій, і в стиснутій арматурі $x_1 = \frac{f_{yd} \cdot A_s - f'_{yd} \cdot A'_s}{q_c}$.

2.5 Розраховують контрольне значення висоти стиснутої зони бетону для визначення характерного типу руйнування $x_{1r} = d\frac{\varepsilon_{cu3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd} + \varepsilon_{so}}$.

2.6 Визначають характерний тип руйнування нормального перерізу.

Якщо виконується умова $x_{1r} \geq x_1$, роблять висновок, що переріз зруйнується відповідно до 1-го характерного типу, тобто в момент руйнування розтягнута арматура буде працювати в стадії текучості і йдуть до пункту 2. 7.

Якщо виконується умова $x_{1r} < x_1$, роблять висновок, що переріз зруйнується відповідно до 2-го характерного типу, тобто в момент руйнування розтягнута арматура буде працювати пружно і йдуть до пункту 2.17.

2.7 Розраховують контрольне значення висоти стиснутої зони для визначення стадії роботи стиснутої арматури в момент руйнування $x_{1r}' = a_s' \frac{\varepsilon_{cu3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd} - \varepsilon_{so}'}$.

2.8 Визначають стадію роботи стиснутої арматури при першому характерному типі руйнування.

Якщо виконується умова $x_1 \geq x_{1r}'$, роблять висновок, що буде відбуватись характерний тип руйнування 1.1, тобто в момент руйнування і розтягнута, і стиснута арматура працює в стадії текучості, і йдуть до пункту 2.9.

Якщо виконується умова $x_1 < x_{1r}'$, роблять висновок, що буде відбуватись руйнування за характерним типом 1.2, тобто розтягнута арматура буде працювати на стадії текучості, а стиснута арматура – пружно, і йдуть до пункту 2.13.

2.9 Визначають зусилля в стиснутій арматурі $F_s' = \sigma_s' \cdot E_s = f_{yd}' \cdot A_s$.

2.10. Обчислюють висоту стиснутої зони бетону $x_1 = \dfrac{f_{yd} \cdot A_s - f_{yd}' \cdot A_s'}{q_c}$.

2.11. Визначають несучу здатність перерізу M_u за формулою $M_u = q_c \cdot x_1 \left(d - k_\lambda \cdot x_1\right) + F_s' \left(d - a_s'\right)$.

2.12 Перевіряючи умову $M_{Ed} \leq M_u$, визначаються щодо забезпечення несучої здатності нормального перерізу та стадії роботи розтягнутої та стиснутої арматури в момент руйнування.

2.13 Визначають значення дискримінанта

$$Д_{2.1} = \left(f_{yd} \cdot A_s - \varepsilon_{cu3,cd} \cdot E_s \cdot A_s'\right)^2 + 4 \cdot q_c \cdot \varepsilon_{cu3,cd} \cdot E_s \cdot A_s' \cdot a_s'.$$

2.14 Розраховують висоту стиснутої зони бетону $x_1 = \dfrac{f_{yd} \cdot A_s - \varepsilon_{cu3,cd} \cdot E_s \cdot A_s' + \sqrt{Д_{2.1}}}{2 \cdot q_c}$.

2.15 Визначають зусилля в стиснутій арматурі $F_s' = \varepsilon_{cu3,cd} \left(1 - \dfrac{a_s'}{x_1}\right) E_s \cdot A_s'$.

2.16 Послідовно виконують п.п.2.11 та 2.12.

2.17 Визначають контрольне значення деформацій в стиснутій арматурі ε_{sr}', при якому відбувається другий тип характерного руйнування $\varepsilon_{sr}' = \varepsilon_{cu3.cd} \left(1 - \dfrac{a_s'}{x_{1r}}\right)$,.

2.18 Визначають стадію роботи стиснутої арматури при другому характерному типі руйнування (розтягнута арматура працює пружно).

Якщо виконується умова $\varepsilon_{s0}' \le \varepsilon_{sr}' < \varepsilon_{ud}$, роблять висновок, що відбувається характерний тип руйнування 2.1, тобто в стиснутій арматурі виникає текучість, йдуть до пункту 2.19.

Якщо виконується умова $0 < \varepsilon_{sr}' < \varepsilon_{s0}'$, роблять висновок, що відбувається характерний тип руйнування 2.2, а саме, в момент руйнування стиснутого бетону як розтягнута, так і стиснута арматура буде працювати пружно, і йдуть до пункту 2.23.

2.19 Розраховують дискримінант

$$Д_{2.2} = \left(\varepsilon_{cu3,cd} E_s A_s - f_{yd}' A_s'\right)^2 + 4 q_c \varepsilon_{cu3,cd} E_s A_s d .$$

2.20 Визначають висоту стиснутої зони бетону

$$x_1 = \frac{f_{yd}' \cdot A_s' - \varepsilon_{cu3,cd} \cdot E_s \cdot A_s + \sqrt{Д_{2.2}}}{2 \cdot q_c}.$$

2.21 Розраховують величину зусиль в стиснутій зоні бетону $F_s' = f_{yd}' \cdot A_s'$.

2.22 Послідовно виконують п.п.2.11та 2.12.

2.23 Розраховують дискримінант

$$Д_{2.3} = \varepsilon_{cu3,cd} \cdot E_s \left[\varepsilon_{cu3,cd} \cdot E_s \left(A_s + A_s'\right)^2 + 4 \cdot q_c \left(d \cdot A_s + a_s' \cdot A_s'\right)\right].$$

2.24 Визначають висоту стиснутої зони бетону

$$x_1 = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} \cdot E_s \left(A_s + A_s'\right) - \sqrt{Д_{2.3}}}{-2 \cdot q_c}.$$

2.25 Розраховують величину зусиль в арматурі стиснутої зони бетону

$$F_s' = \varepsilon_{cu3,cd} \left(1 - \frac{a_s'}{x_1}\right) E_s \cdot A_s'.$$

2.26 Послідовно виконують п.п.2.11 та 2.12.

3.Визначення площі робочої повздовжньої арматури балок прямокутного перерізу із умов раціонального проектування

Суть рішення цієї задачі полягає у підборі площі робочої повздовжньої арматури балки при заданих геометричних розмірах перерізу (bxh), проектному класі бетону та арматури і відомій величині зовнішнього розрахункового моменту M_{Ed}.

Основна невизначеність задачі – знаходження критерію необхідності розташування одиночного чи подвійного армування. Задача вирішується шляхом порівняння граничної висоти стиснутої зони бетону x_{1r} з таким значенням висоти x_1 , яке б залежило від величини розрахункового зовнішнього моменту M_{Ed}.

Гранична висота стиснутої зони x_{1r} знаходиться з умови того, щоб в момент руйнування стиснутого бетону в робочій повздовжній арматурі виникала текучість.

Висота стиснутої зони бетону x_1 , що залежить від величини діючого в перерізі моменту зовнішніх сил M_{Ed} може бути визначена із розгляду напружено-деформованого стану перерізу з умови рівноваги у вигляді суми моментів відносно центру ваги розтягнутої арматури.

Сам алгоритм розрахунку має наступний вигляд.

3.1 Виписують фізико-механічні характеристики матеріалів: для бетону – $f_{cd}{}^{T}$, $\varepsilon_{cu3,cd}$, $\varepsilon_{c3,cd}$, $f_{cd} = f_{cd}{}^{T} \cdot \gamma_{c1}$; для розтягнутої – f_{yk}, E_s, γ_s, ε_{ud}, $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$; теж для стиснутої арматури – f_{yk}', E_s, γ_s', ε_{ud}, $f_{yd}' = \frac{f_{yk}'}{\gamma_s'}$.

3.2 Аналогічно із попередніми задачами визначають робочу висоту перерізу d; граничні деформації пружності стиснутої ε_{so}' та розтягнутої ε_{so} арматури; коефіцієнти λ та k_λ ; усереднене значення розподілених внутрішніх зусиль в стиснутому бетоні q_c .

3.3 Визначають граничне значення висоти стиснутої зони бетону $x_{1r} = d\frac{\varepsilon_{cu3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd} + \varepsilon_{so}}$.

3.4 Визначають величину дискримінанта $Д_3$ по формулі $Д_3 = d^2 q_c{}^2 - 4k_\lambda q_c M_{Ed}$.

3.5 Визначають висоту стиснутої зони бетону $x_1 = \frac{dq_c - \sqrt{Д_3}}{2k_\lambda q_c}$.

3.6 Перевіряють умову необхідності розташування арматури в стиснутій зоні бетону.

Якщо виконується умова $x_1 < x_{1r}$, роблять висновок, що з умов раціонального проектування необхідне армування тільки в розтягнутій зоні і йдуть до п.3.6.

Якщо виконується умова $x_1 \geq x_{1r}$, роблять висновок про необхідність подвійного армування і йдуть до п.3.8.

3.7 Визначають робоче армування в розтягнутій зоні бетону $A_s = \frac{q_c x_1}{f_{yd}}$.

3.8 По таблицям підбирають кількість та діаметр стержнів необхідного класу.

3.9 Знаходять деформації в стиснутій арматурі $\varepsilon_s{}' = \varepsilon_{cu3.cd}\frac{x_{1r} - a_s{}'}{x_{1r}}$.

3.10 Визначають,в якій стадії працює стиснута арматура і значення напружень σ_s'.

Якщо виконується умова $0 < \varepsilon_s{}' < \varepsilon_{s0}{}'$, роблять висновок, що стиснута арматура працює пружно і $\sigma_s{}' = \varepsilon_s{}' E_s$, .

Якщо виконується умова $\varepsilon_{s0}{}' \leq \varepsilon_s{}' < \varepsilon_{ud}{}'$, роблять висновок, що в стиснутій арматурі буде виникати текучість і $\sigma_s{}' = f_{yd}{}'$.

3.11 Знаходять необхідну площу стиснутої арматури $A_s' = \frac{M_{Ed} - q_c x_{1r}(d - k_\lambda x_{1r})}{\sigma_s'(d - a_s')}$.

3.12 Знаходять необхідну площу розтягнутої арматури $A_s = \frac{q_c x_{1r} + \sigma_s' A_s'}{f_{yd}}$.

3.13 По таблицям підбирають кількість та діаметр арматури в розтягнутій та стиснутій зонах бетону.

4. Розрахунок робочого повздовжнього армування балок таврового перерізу

Крім невизначеностей попередніх задач, в цій має бути попередньо знайдено положення нейтральної осі. Визначення положення нейтральної осі в межах розрахункового перерізу вирішується шляхом порівняння величини контрольного значення моменту M_f з діючим розрахунковим значенням моменту зовнішніх сил M_{Ed}. Контрольне значення моменту знаходиться із розгляду напружено-деформованого стану перерізу при знаходженні нейтральної осі на межі верхньої полички та ребра.

Коли нейтральна вісь знаходиться в межах полички, використовуються напрацювання п.3 з урахуванням , що $b = b_f'$.

В разі проходження нейтральної вісі в межах ребра, можливі два варіанта розташування епюри стиснутого бетону: коли пружні деформації стиску бетону знаходяться і в поличці, і в ребрі; коли ці пружні деформації знаходяться тільки в ребрі. Критерієм, що використовується для визначення того чи іншого випадку є момент M_{f1}, при якому непружні деформації стиснутого бетону знаходяться виключно в поличці. Тобто, коли $\lambda x_1 = h_{eff}$.

Алгоритм розрахунку наступний.

4.1 Виписують фізико-механічні характеристики матеріалів: для бетону – $f_{cd}{}^{T}$, $\varepsilon_{cu3,cd}$, $\varepsilon_{c3,cd}$, $f_{cd} = f_{cd}{}^{T} \cdot \gamma_{c1}$; для арматури розтягнутої – f_{yk}, E_s, γ_s, ε_{ud}, $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$; та стиснутої – f_{yk}', E_s', γ_s', ε_{ud}', $f_{yd}' = \frac{f_{yk}'}{\gamma_s'}$.

4.2 Визначають співвідношення висоти полички до загальної висоти перерізу ($\frac{h_{eff}}{h}$).

4.3 Визначають розрахункове значення ширини полички b_f' :

якщо $\frac{h_{eff}}{h} \geq 0{,}1$, то $b_f' = b_w + 12h_{eff}$;

якщо $0{,}05 \leq \frac{h_{eff}}{h} < 0{,}1$, то $b_f' = b_w + 6h_{eff}$;

якщо $\frac{h_{eff}}{h} < 0{,}05$, то $b_f' = b_w$.

4.4 Як і в попередніх задачах, визначають наступні значення: робочу висоту перерізу d; граничні деформації пружності стиснутої ε_{so}' та розтягнутої ε_{so} арматури; коефіцієнти λ та k_λ.

4.5 Визначають усереднене значення розподілених внутрішніх зусиль в стиснутому бетоні $q_c = \frac{1}{2} f_{cd} b_f' (1 + \lambda)$.

4.6 Визначають контрольне значення моменту, при якому нейтральна вісь проходить по межі верхньої полички та ребра $M_f = h_{eff} q_c (d - h_{eff} k_\lambda)$.

4.7 Перевіряють умову $M_{Ed} \leq M_f$.

Якщо умова виконується, роблять висновок, що нейтральна вісь знаходиться в межах полички і йдуть до п. 4.8.

Якщо умова не виконується, роблять висновок, що нейтральна вісь знаходиться в межах ребра і йдуть до п. 4.9.

4.8 Поступово виконують п.п. 3.2–3.12, підбираючи армування або тільки в розтягнутій зоні бетону, або і в розтягнутій, і в стиснутій зонах бетону.

4.9 Визначають контрольне значення моменту, при якому постійні напруження стиску бетону знаходяться тільки в поличці, а пружні – повністю в ребрі $M_{f1} = f_{cd} h_{eff} B_1 \left(d - h_{eff} \frac{B_2}{B_1} \right)$,

де $B_1 = b'_f + \frac{0,5(1-\lambda)}{\lambda} b_w$, $B_2 = 0,5 b'_f + b_w \frac{0,5(1-\lambda)}{\lambda} \cdot \frac{1+2\lambda}{3\lambda}$.

4.10 Перевіряють виконання умови $M_f < M_{Ed} \le M_{f1}$.

Якщо умова виконується, то роблять висновок, що бетон в стиснутій зоні працює пружно і в ребрі, і в полиці та йдуть до п. 4.11.

Якщо умова не виконується ($M_{Ed} > M_{f1}$), то роблять висновок, що бетон в стиснутій зоні працює пружно тільки в ребрі, і йдуть до п. 4.18.

4.11 Знаходять значення висоти стиснутої зони бетону $x_1 = \frac{d q_{c1} - \sqrt{d^2 q_{c1}^{\ 2} - 4 q_{c1} k_\lambda M_w}}{2 q_{c1} k_\lambda}$,

де $q_{c1} = \frac{1}{2} f_{cd} b_w (1+\lambda)$; $M_w = M_{Ed} - f_{cd} (b'_f - b_w) h_{eff} (d - 0,5 h_{eff})$.

4.12 Перевіряють виконання умови $x_1 \le x_{1r}$.

Якщо вона виконується, роблять висновок, що необхідно встановити повздовжню робочу арматуру тільки в розтягнутій зоні, і йдуть до п. 4.13.

Якщо умова не виконується, роблять висновок про необхідність встановлення повздовжньої робочої арматури і в стиснутій, і в розтягнутій зонах бетону, та йдуть до п. 4.15.

4.13 Знаходять розрахункове значення необхідної площі робочої повздовжньої арматури в розтягнутій зоні $A_s = \frac{f_{cd} \left[h_{eff} (b'_f - b_w) + 0,5 x_1 b_w (1+\lambda) \right]}{f_{yd}}$.

4.14 Підбирають діаметр і кількість стержнів робочої арматури в розтягнутій зоні балки.

4.15 Знаходять розрахункове значення необхідної площі робочої повздовжньої арматури в стиснутій зоні бетону $A'_s = \frac{M_{Ed} - M_{eff} - x_{lr} q_{c1} \left(d - x_{lr} \cdot k_\lambda\right)}{f_{yd}\left(d - a'_s\right)}$.

4.16 Знаходять розрахункове значення необхідної площі робочої арматури в розтягнутій зоні $A_s = \frac{f_{cd}\left[h_{eff}\left(b'_f - b_w\right) + 0{,}5 x_l b_w \left(1+\lambda\right)\right] - f_{yd}{}' A'_s}{f_{yd}}$.

4.17 По таблицям підбирають діаметр і кількість стержнів арматури в стиснутій і розтягнутій зонах бетону.

4.18 Знаходять висоту стиснутої зони бетону $x_l = h_{eff}\left[\frac{1}{\lambda} - \frac{M_{fl} - M_{Ed}}{M_{fl} - M_f}\left(\frac{1}{\lambda} - 1\right)\right]$.

4.19 Перевіряють виконання умову $x_l \le x_{lr}$. Якщо вона виконується, роблять висновок, щодо необхідності встановлення робочої повздовжньої арматури тільки в розтягнутій зоні, і йдуть до п. 4.20.

Якщо умова не виконується – роблять висновок про необхідність встановлення робочої повздовжньої арматури і в стиснутій, і в розтягнутій зонах бетону, та йдуть до п. 4.23.

4.20 Визначають розрахункове значення необхідної площі робочої арматури в розтягнутій зоні $A_s = \frac{0{,}5 f_{cd}\left[b'_f x_l \left(1+\lambda\right) - \left(b'_f - b_w\right)\frac{\left(x_l - h_{eff}\right)^2}{x_l\left(1-\lambda\right)}\right]}{f_{yd}}$.

4.21 По таблицям підбирають діаметр і кількість стержнів робочої арматури в розтягнутій зоні.

4.22 Знаходять необхідну площу робочої арматури в стиснутій зоні бетону

$A'_s = \frac{M_{Ed} - M_{u1}}{f_{yd}{}'\left(d - a'_s\right)}$,

$M_{u1} = 0{,}5 f_{cd}\left[b'_f x_{lr}\left(1+\lambda\right)\left(d - x_{lr} k_\lambda\right) - \left(b'_f - b_w\right)\frac{\left(x_{lr} - h_{eff}\right)^2}{x_{lr}\left(1-\lambda\right)}\left(d - h_{eff} - \frac{x_{lr} - h_{eff}}{3}\right)\right]$.

4.23 Знаходять необхідну площу робочої арматури в розтягнутій зоні

$$A_s = \frac{0{,}5f_{cd}\left[b'_f x_{1r}(1+\lambda) - (b'_f - b_w)\frac{(x_{1r} - h_{eff})^2}{x_{1r}(1-\lambda)}\right] - f_{yd}{}' A'_s}{f_{yd}}.$$

4.24 По таблицям підбирають діаметр і кількість робочих стержнів арматури в стиснутій і розтягнутій зонах бетону.

5. Визначення робочого армування позацентрово стиснутих елементів прямокутного перерізу

При вирішенні задачі розрахунку робочого армування позацентрово стиснутих елементів використовуються напрацювання попередніх задач та пропозиції, викладеній у [4].

5.1 Визначають розрахункову довжину стиснутого елемента l_0 в залежності від його розрахункової схеми.

5.2 Визначають випадковий ексцентриситет e_i, приймаючи найбільше з трьох значень

$$e_i = \begin{cases} l_0/600, & \text{де } l_0 - \text{розрахункова довжина елемента;} \\ h/30, & \text{де h – висота перерізу;} \\ 10 \text{ мм.} \end{cases}$$

5.3 Обчислюють площу бетонного перерізу $A_c = bh$.

5.4 Визначають радіус інерції бетонного перерізу $i = 0{,}289h.$

5.5 Визначають гнучкість при повздовжньому згині $\lambda = l_0/i$.

5.6 Обчислюють відносну осьову силу $n = N_{Ed}/A_c f_{cd}$.

5.7 Знаходять мінімальне значення гнучкості $\lambda_{min} = 10{,}78/\sqrt{n}$.

5.8 Перевіряють умову $\lambda \le \lambda_{min}$.

У випадку виконання умови роблять висновок, що впливами другого порядку можна знехтувати, і йдуть до п.5.9.

Якщо умова не виконується, роблять висновок, що необхідно врахувати впливи другого порядку, тобто збільшити загальний ексцентриситет, і йдуть до п.5.10.

5.9 Приймають, що загальний ексцентриситет дорівнює випадковому, тобто $e_0 = e_i$, і йдуть до п.5.13.

5.10 Визначають номінальну жорсткість перерізу $EI = 0,15E_{cd}\frac{bh^3}{12} + 0,01E_sA_c(0,5h - a_s')^2$.

5.11 Обчислюють критичну силу $N_b = \frac{\pi^2 \cdot EI}{l_0^{\,2}}$.

5.12 Визначають загальний ексцентриситет $e_0 = e_i\left\{1 + \frac{1,232}{\frac{N_b}{N_{Ed}} - 1}\right\}$.

5.13 Визначають відстань від центра ваги перерізу до крайньої точки ядрового перерізу $r = \frac{h}{6}$.

5.14 Перевіряють виконання умови $e_0 \le r$.

У випадку виконання умови роблять висновок, що буде реалізовуватись перша форма рівноваги - весь переріз буде працювати на стиск, і йдуть до п.5.15.

У випадку, коли зазначена умова не буде виконуватись, роблять висновок про те, що реалізується друга форма рівноваги, тобто частина перерізу буде працювати на стиск, а частина на розтяг, і йдуть до п. 5.32.

5.15 Визначають загальний ексцентриситет зовнішнього навантаження $e = e_0 + 0,5 \cdot h - a_s$.

5.16 Знаходять висоту стиснутої зони бетону $x_1 = h \cdot \frac{\varepsilon_{cu3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd} - \varepsilon_{c(2)}}$, де деформації на менш стиснутій грані бетону $\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu3.cd}(1 - \frac{e_0}{r})$.

5.17 Розраховують висоту частини стиснутої зони бетону з постійними напруженнями $\lambda x_1 = x_1 \cdot \frac{\varepsilon_{cu3.cd} - \varepsilon_{c3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd}}$.

5.18 Перевіряють виконання умови $\lambda x_1 \geq h$.

Якщо умова виконується, йдуть до п.5.19.

Якщо умова не виконується, йдуть до п.5.27.

5.19 Приймають напруження в більш стиснутій арматурі $\sigma_c = f_{cd}$.

5.20 Визначають необхідне армування більш напружених стрижнів $A_s' = \frac{N_{ed} e - f_{cd} bh(0,5h - a_s)}{f_{yd}(d - a_s')}$.

5.21 Обчислюють деформації менш напруженої арматури $\varepsilon_s = \varepsilon_{cu3.cd} \frac{x_1 - d}{x_1}$.

5.22 Перевіряють виконання умови $\varepsilon_{s0} < \varepsilon_s < \varepsilon_{ud}$.

Якщо умова виконується, роблять висновок, що арматура працює в стадії текучості, тобто $\sigma_s = f_{yd}$, і йдуть до п.5.23.

Якщо умова не виконується, роблять висновок, що арматура працює пружно, тобто $\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s$, і йдуть до п.5.23.

5.23 Визначають армування менш напружених стрижнів $A_s = \frac{N_{ed} - f_{cd} bh - f_{yd} A_s'}{\sigma_s}$.

5.24 Враховуючи принцип симетричного армування, приймають площу армування із більшим значенням $A_s = A_s'$.

5.25 Розраховують мінімально необхідне значення площі арматури із двох значень $A_{s.min} = A_{s.tot} = \begin{cases} \dfrac{0,10N_{ed}}{f_{yd}} \\ 0,002 \cdot A_c \end{cases}$.

5.26 Порівнюючи результати необхідного армування, отримані в п.п.5.24 та 5.25, остаточно приймають більше.

5.27 Визначають необхідну кількість більш напруженої арматури $A_s' = \dfrac{N_{Ed}e - f_{cd}b\dfrac{(h+\lambda x_1)}{2}(d - \dfrac{h+\lambda x_1}{4})}{f_{yd}(d-a_s')}$.

5.28 Обчислюють деформації менш напруженої арматури $\varepsilon_s = \varepsilon_{cu3.cd}\dfrac{x_1 - d}{x_1}$.

5.29 Перевіряють виконання умови $\varepsilon_{s0} < \varepsilon_s < \varepsilon_{ud}$.

Якщо умова виконується, роблять висновок, що арматура працює в стадії текучості , тобто $\sigma_s = f_{yd}$, і йдуть до п.5.30.

Якщо умова не виконується, роблять висновок, що арматура працює пружно, тобто $\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s$, і йдуть до п.5.30.

5.30 Визначають армування менш напружених стрижнів $A_s = \dfrac{N_{Ed} - f_{cd}b\dfrac{(h+\lambda x_1)}{2} - f_{yd}A_s'}{\sigma_s}$.

5.31 Послідовно виконують п.п.5.24-5.26.

5.32 Визначають контрольне значення висоти стиснутої зони бетону $x_{1r} = d\dfrac{\varepsilon_{cu3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd} + \varepsilon_{s0}}$.

5.33 Розраховують деформації в стиснутій арматурі $\varepsilon_s' = \varepsilon_{cu3.cd}\dfrac{x_{1r} - a_s'}{x_{1r}}$.

5.34 Перевіряють умову $\varepsilon_{s0} < \varepsilon_s' < \varepsilon_{ud}$.

Якщо умова виконується, приймають $\sigma_s' = f_{yd}'$.

Якщо умова не виконується – $\sigma_s' = \varepsilon_s' \cdot E_s$.

5.35 Як і в попередніх задачах послідовно визначають: $q_c = \frac{1}{2} \cdot f_{cd} \cdot b(1+\lambda)$;

$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3.cd} - \varepsilon_{c3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd}}$; $k_\lambda = \frac{1+\lambda(1+\lambda)}{3(1+\lambda)}$.

5.36 Визначають площу стиснутої арматури $A_s' = \frac{N_{ed}e - q_c \cdot x_{1r}(d - k_\lambda \cdot x_{1r})}{\sigma_s'(d - a_s')}$.

5.37 Розраховують площу розтягнутої (менш стиснутої) арматури $A_s = \frac{q_c \cdot x_{1r} + \sigma_s' \cdot A_s' - N_{ed}}{f_{yd}}$.

5.38. Послідовно виконують п.п.5.25-5.27.

Наведені вище алгоритми можуть застосовуватись як в учбовому процесі при навчанні інженерів-проектувальників, так і для експертної оцінки раціональності прийнятих проектних рішень, а також при розробці посібника з проектування залізобетонних конструкцій [2] .

Література

1. ДБН В.2.6-982009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. К., Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 71 с.

2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. К., Мінрегіонбуд України, 2011. – 156 с.

3. Железобетонные конструкции. Общий курс: учеб.пособие для вузов/В.И. Мурашов, Э.Е. Сигалов, В.Н. Байков – М.:Госстройиздат 1962. – 659 с.

4. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6–98:2009 у порівнянні з розрахунками за СниП 2.03.01–84* і EN 1992–1–1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін.; за ред. В.С. Шмуклера.– Харків:Золоті сторінки, 2015.–208 с.

УДК 624.04

Войцехівський О.В., Байда Д.М., Попов В.О.,
Вінницький національний технічний університет,
ТОВ «Гервін», м. Вінниця

РЕЗУЛЬТАТИ ОБСТЕЖЕННЯ ТА ОЦІНКА ТЕХНІЧНОГО СТАНУ МОСТОВОЇ СПОРУДИ ЧЕРЕЗ РІЧКУ ПІВДЕННИЙ БУГ ПО вул. В. ЧОРНОВОЛА У м. ВІННИЦЯ»

У статті наведені результати обстеження автодорожнього залізобетонного арочного мосту через річку Південний Буг по вул. В. Чорновола у м. Вінниця. Розглянуті причини погіршення технічного стану конструкцій та наведені рекомендації із забезпечення подальшої нормальної експлуатації мостової споруди.

There are test results of road reinforced concrete arch bridge over the river South Bug on the street Chornovil in Vinnitsa. There are certain causes degradation of the bridge structures. There are recommendations to ensure the continued normal operation of the bridge structure.

ВСТУП

В м. Вінниця річку Південний Буг перетинають три автодорожніх залізобетонних моста, що відносяться до комунальної власності. Два моста за конструкцією виконані арочними (Центральний міст та П'ятничанський міст по вул. В. Чорновола), третій міст виконаний балочним (Староміський міст).

Всі мости були збудовані в період з 1955 року (Центральний міст) по 1964 рік (Староміський міст). Всі три моста мають довжину більше 150м та за класифікацією [1] відносяться до великих.

Останній капітальний ремонт був проведений у 2002 році та виконувався на Центральному мості. Капітальний ремонти інших мостів за період Незалежності України через недостатність коштів не виконувалися. Процес поточної технічної експлуатації мостів відбувався з порушеннями та не відповідав правилам експлуатації штучних споруд у населених пунктах [2]. Зокрема, в повній мірі не виконувалися планові обстеження та поточні ремонти.

Таким чином на даний момент всі три моста потребують реконструкції через значні невідповідності сучасним вимогам по вантажопідйомності,

пропускній здатності, параметрам безпеки руху тощо. Два моста – Староміський міст та П'ятничанський міст по вул. В. Чорновола гостро потребують капітального ремонту через суттєве зношення конструкцій.

На даний час Староміський балочний міст знаходиться в задовільному стані, а також функціонально є менш важливим в транспортній схемі міста Вінниця у порівнянні з П'ятничанським мостом по вул. В. Чорновола. У зв'язку з цим керівництвом міста було прийнято рішення у 2015 році про виконання спеціального обстеження мосту по вул. Чорновола. Метою цього обстеження було оцінювання технічного стану конструкцій мостової споруди по вул. В. Чорновола та визначення фактичних параметрів її технічного стану для подальшої розробки проекту реконструкції мосту.

Мостова споруда через річку Південний Буг по вул. В. Чорновола у м. Вінниця (надалі – міст) була збудована у 1962 році по проекту проектної контори «Проектстальконструкція» (м. Київ). Міст являє собою автодорожній залізобетонний міст загальною довжиною 195,2 м. За схемою роботи та конструкцією прогонових будов міст складається з 4-х основних аркових прольотів довжиною по 45,0 м та двох крайніх балочних прольотів довжиною по 7,48 м. В поперечному напрямку міст виконаний з проїзною частиною шириною 13,6 м та тротуарними частинами з кожної сторони шириною по 1,75 м. Загальна проектна ширина моста складає 17,1 м. За технологією зведення арки прогонових будов мосту виконані збірно-монолітними, всі надарочні конструкції збірні. Загальний вид мосту та його конструкція показані на рис. 1, 2.

Рис. 1 – Загальний вид мосту по вул. В. Чорновола

Рис. 2 – Загальний вид конструкцій арочної прогонової будови мосту по вул. В. Чорновола

РЕЗУЛЬТАТИ ОБСТЕЖЕННЯ

Під час візуального обстеження були виявлені суттєві дефекти та пошкодження несучих залізобетонних конструкцій мостової споруди. Характерним типом виявлених пошкоджень залізобетонних конструкцій є корозійні пошкодження у вигляді відшарування захисного шару бетону з оголенням та корозією арматури. Найбільших пошкоджень зазнали крайні відносно осі моста конструкції, що знаходяться в зоні розташування тротуарних частин мосту (рис. 3-6). Це відбувається через повне руйнування гідроізоляції в межах тротуарів, що зумовлює процес систематичного замокання та забруднення конструкцій. А це, в свою чергу, сприяє розвитку корозії вилуговування бетону конструкцій. Внаслідок зниження захисних властивостей бетону відбувається прогресуючий розвиток корозії робочої арматури з відшаруванням захисного шару бетону.

Прискорене руйнування гідроізоляції та замокання конструкцій в межах тротуарів обумовлене недосконалим проектним рішенням у вигляді збірних тротуарів, під якими розташовані кабельні канали.

Подібно до замокання та руйнування конструкцій в зонах тротуарів аналогічні процеси були виявлені в місцях деформаційних швів, які

розташовані над опорами мосту.

Рис. 3 – Пошкодження крайньої арки у вигляді відшарування захисного шару бетону з оголенням та корозією арматури, а також замокання конструкцій з ознаками корозії вилуговування бетону на поверхнях

Розвиток значної частини корозійних пошкоджень конструкцій є наслідком розвитку дефектів виготовлення. Зокрема такими дефектами є: відсутність або зменшення захисного шару бетону у порівнянні з проектними значеннями при виготовленні, наявність раковин в бетоні через неякісне формування конструкцій. В місцях таких дефектів фіксували найбільші за площею та ступенем корозії пошкодження (див. рис. 4, 5).

В рамках обстеження фіксували виявлені дефекти та пошкодження, виконували інструментальні дослідження міцності бетону та ступеню корозії конструкцій. Отримані дані порівнювали з результатами попереднього спеціального обстеження, яке виконували фахівці Вінницького національного технічного університету у 2004 році [3]. У порівнянні з даними попереднього обстеження загальний обсяг корозійних пошкоджень залізобетонних конструкцій мосту за 12 років збільшився на 35-40 %.

Рис. 4 – Пошкодження захисного шару бетону з оголенням та корозією арматури в п’яті арки через дефекти виготовлення, а також суцільне відшарування захисного шару арматури колони рами надбудови опори мосту (фото зліва)

Рис. 5 – Характерні пошкодження консольної ділянки ригеля надарочної будови мосту у вигляді розтріскування та відшарування захисного шару бетону з оголенням та корозією арматури

Рис. 6 – Характерні пошкодження крайніх балок проїзної частини мосту у вигляді: відшарування захисного шару бетону з оголенням та корозією арматури; розтріскування та викришування бетону внаслідок корозії вилуговування та втрати морозостійкості бетону; корозії закладних деталей та стикових пластин діафрагм жорсткості

За результатами інструментальних досліджень міцність бетону більшої частини конструкцій відповідає проектним значенням. Міцність бетону окремих колон рам надбудов опор моста та балок проїзної частини менше відповідних проектних значень (до 35%). Загалом, наприклад, міцність бетону залізобетонних арок у порівнянні з даними попереднього обстеження зменшилася на 15 %.

За результатами визначення ступеню корозії арматури на момент обстеження відсоток втрати перерізу робочої арматури фактично становить від 9,3 до 30,0 %. З часу попереднього обстеження значення корозійного зносу робочої арматури помірно зросли – до 5%.

У порівнянні з даними попереднього обстеження товщина асфальтобетонного покриття на проїзній частині моста збільшилася на 30-85 мм і становила на момент обстеження 140-175мм, що більше проектного значення в 2,8-3,5 разів. Товщина асфальтобетонного покриття на тротуарах збільшилася на 20-60 мм і становила на момент обстеження 50-105 мм, що більше проектного значення в 1,8-3,5 разів. Додаткові навантаження від ремонтних

шарів асфальтобетонного покриття зменшують загальну вантажопідйомність мостової споруди.

На основі отриманих даних були виконані перевірочні розрахунки основних залізобетонних конструкцій мостової споруди. Розрахунки виконували на рухомі навантаження А11 та НК-80 згідно з [4], які допускаються для мостових споруд на магістральних вулицях районного значення. Як з'ясувалося за результатами цих розрахунків вантажопідйомність мостової споруди не відповідає чинним нормам [1]. Зокрема, не забезпечена міцність та стійкість арок (коефіцієнт використання міцності та стійкості становить 1,44-1,9), ригелів (коефіцієнт використання міцності – 1,28), стійок надарочних конструкцій (коефіцієнт використання – 1,16), балок проїзної частини (коефіцієнт використання – 1,53-1,99).

За результатами обстеження мостового полотна виявлені суттєві невідповідності вимогам нормальної та безпечної експлуатації мостового переходу. А саме, на час обстеження порушуються умови безпеки руху транспорту та пішоходів через такі невідповідності:

- непрацездатний стан бар'єрного огородження внаслідок руйнування кріплень та зварних з'єднань стійок та балок, корозійних пошкоджень та загальної невідповідності чинним вимогам [5];

- обмежено працездатний стан проїзної частини через тріщини, вибоїни в асфальтобетонному покритті в місцях деформаційних швів мостової споруди;

- пошкодження елементів перильного огородження та невідповідність його конструкції чинним нормам [6];

- місцями пробоїни в тротуарах внаслідок наскрізного руйнування бетону тротуарних плит, а також нерівності покриття на тротуарах;

- відсутність смуг безпеки на проїзній частині.

На момент обстеження конуси насипів берегових опор та їх кріплення внаслідок розмивів та накопичення пошкоджень в процесі тривалої експлуатації знаходяться в обмежено працездатному стані.

Виявлені пошкодження асфальтобетонного покриття проїзної частини в місцях деформаційних швів під час проїзду вантажного транспорту призводять

до збільшення динамічних впливів на конструкції мостової споруди. Фактичні коефіцієнти динамічності рухомого навантаження збільшується у порівнянні з нормативними значеннями. Тобто реальні умови роботи конструкцій не відповідають розрахунковим параметрам.

ОЦІНКА ТЕХНІЧНОГО СТАНУ

Згідно з вимогами [7] була виконана оцінка технічного стану окремих конструктивних частин і мостової споруди в цілому. Зокрема за результатами обстеження через незабезпечення міцності та стійкості арки прогонових будов, рами надбудов опор моста, надарочні конструкції та балки проїзної частини знаходяться у непрацездатному стані. Мостове полотно через не забезпечення вимог безпеки руху також знаходиться у непрацездатному стані.

Експертна оцінка технічного стану мостової споруди в цілому, яка обчислена згідно з [7] дорівнює E = 29,8. Згідно з таблицею 7.2 [7] технічний (експлуатаційний) стан споруди в цілому **непрацездатний.** У зв'язку з цим за підсумками обстеження були визначені необхідні термінові експлуатаційні заходи для забезпечення можливості пропуску автотранспорту по мостовій споруді.

ВИСНОВКИ

1. За результатами обстеження технічного стану конструкцій мостової споруди через річку Південний Буг по вул. В. Чорновола в м. Вінниця можна зробити висновок, що вказана конструкція внаслідок не забезпечення несучої здатності основних несучих конструкцій знаходиться в **непрацездатному** стані.

Подальша нормальна експлуатація мостової споруди можлива тільки після проведення її термінової реконструкції із забезпеченням вантажопідйомності у відповідності до вимог ДБН В.2.3-22:2009 «Мости та труби. Навантаження і впливи».

2. Основними причинами розвитку корозійних пошкоджень бетону та арматури конструкцій мостової споруди є: відсутність тривалий час планових

поточних ремонтів; застосування недосконалих проектних рішень, що з'ясувалося з часом; розвиток дефектів конструкцій, що були допущені під час будівництва; порушення під час експлуатації та проведення часткових ремонтів споруди з використанням недосконалих технологій. На даний момент відбувається прискорений розвиток корозійних процесів конструкцій через повне руйнування гідроізоляції на тротуарах та виходу з ладу деформаційних швів.

3. Зменшення вантажопідйомності мостової споруди обумовлено:

- накопиченням дефектів та пошкоджень конструкцій споруди в процесі експлуатації;

- посиленням вимог надійності в чинних нормах ДБН В.1.2-15:2009 «Мости і труби. Навантаження і впливи» у порівнянні з СНиП 2.05.03-84 «Мосты и трубы»;

- збільшенням постійних навантажень на конструкції внаслідок додаткових шарів асфальтобетонного покриття.

4. Для тимчасової можливості забезпечення руху автотранспорту по мостовій споруді було прийнято рішення накласти додаткові обмеження режиму руху. Зокрема, за результатами розрахунків було дозволено пропуск вантажного транспорту загальною масою:

- не більше 10 т – по крайнім смугам руху;

- не більше 25 т – по середнім смугам руху проїзної частини мосту.

Для підвищення безпеки руху пішоходів та автотранспорту по мосту, а також унеможливлення перевищення динамічних часток навантажень на конструкції моста було рекомендовано обмежити швидкість руху по мосту до 40 км/год.

5. Для забезпечення надійної довготривалої роботи моста необхідно розробити проект реконструкції мостової споруди у якому слід передбачити комплекс заходів, а саме:

- забезпечити довговічність конструктивних елементів та вантажопідйомність конструкцій мостової споруди у відповідності до чинних норм;

- забезпечити безпеку руху пішоходів та автотранспорту по мостовій споруді;

- за можливості передбачати підвищення пропускної здатності моста.

Зокрема пропонується виконати такі заходи:

- ремонт виявлених дефектів та пошкоджень залізобетонних конструкцій сучасними системними матеріалами;

- підсилення та перебудову несучих конструкцій із забезпеченням загальної вантажопідйомності мостової споруди у відповідності до вимог чинних норм в залежності від встановленої категорії вулиці (дороги) та прийнятих габаритів;

- збільшення, за можливості, габаритів проїзної частини та тротуарів моста в залежності від перспективної категорії вулиці у відповідності до вимог чинних норм.

Література

1. Мости та труби. Основні вимоги проектування: ДБН В.2.3-22:2009. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 52 с.
2. Правила експлуатації штучних споруд на вулицях і дорогах населених пунктів. – К.: Держжитлокомунгосп України, 2005. – 63 с.
3. Звіт № 239/6548. Обстеження мостової споруди через р. Південний Буг у м. Вінниці по вул. В. Чорновола з видачею висновків та рекомендацій / НДЛ ЕфБК ВНТУ – Вінниця, 2004. – 180 с.
4. Мости та труби. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2-15:2009. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 66 с.
5. Огородження дорожнє металеве бар'єрного типу. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.3-12-2004. – К.: Держбуд України, 2004. – 24 с.
6. Огородження дорожнє перильного типу. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.3-11-2004. – К.: Держбуд України, 2004. – 13 с.
7. Настанова з оцінювання та прогнозування технічного стану автодорожніх мостів: ДСТУ-Н Б.В.2.3-23:2012. – К.: Мінрегіонбуд України, 2013. – 39 с.

УДК 642.072

к.т.н., доцент **Доброхлоп М. І.,**
Київський національний університет будівництва і архітектури

ПЕРСПЕКТИВИ ВИКОРИСТАННЯ КОМПОЗИЦІЙНИХ МАТЕРІАЛІВ НА ОСНОВІ ГРУБОГО БАЗАЛЬТОВОГО ВОЛОКНА У БУДІВЛЯХ І СПОРУДАХ СПЕЦІАЛЬНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ

В цій роботі розглянуто питання застосування композиційних матеріалів на основі базальтових волокон та пінобетонної та цементно-піщаної матриці. Наведені основні залежності, що визначають умови сумісної роботи та характеру руйнування матриці та волокон.

The implementation of composite materials made with basalt fiber, foam concrete and cement matrix was considered in this work. Main dependencies which define conditions of joint work and destruction characteristics of matrix and fiber were described here.

За свідченнями учасників АТО, одним із негативнихфакторів, що діє під час обстрілів захисних споруд артилерією та стрілецькою зброєю, є поранення особового складу кулями та осколками, що зрикошетили, та уламками виколотого бетону. Одним з можливих методів боротьби з цим явищем може бути застосування багатошарового покриття сховищ зсередини. Таке покриття повинно мати як жорсткі, так і поглинаючи шари, при цьому жорсткий шар повинен мати підвищену ударну в'язкість. Така сукупність необхідних властивостей дозволяє пригадати дещо вже забутий базальтофібробетон, дослідженнями якого в свій час займався автор в складі науково-дослідної лабораторії кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій КНУБА (КИСИ) [1]. Нажаль, подальші дослідження та впровадження отриманих результатів були зупинені на початку 90-х років з фінансових причин.

Одним з факторів, що обективно стримували спроби реанімувати впровадження базальтофібробетону, була досить висока енергоємність виробництва базальтових волокон , що разом із зростанням цін на енергоносії зменшувало комерційну привабливість проекту. Однак в наш час, завдяки

зусиллям фахівців різних країн вирішені питання економічної рентабельності промислового виробництва базальтових волокон.

З волокон, що протистоять впливу лужного середовища твердіючого цементу, можна виділити графітові, поліамідні та базальтові. Найбільш ефективним в якості фібрової арматури є використання базальтових волокон.

В Україні є одне з кращіх в світі Берестовецьке родовище базальтів, придатних для виготовлення різноманітних базальтових волокон.

Широке розповсюдження отримали базальтові волокна діаметром 5 - 25 мкм, що використовуються як ізоляційний матеріал. Спроби застосувати їх в якості армуючого матеріалу не мали успіху через низьку стійкість в лужному середовищі та відсутності прийнятної технології введення в матрицю.

Що більшим є діаметр волокна (понад 200 мкм), тим вони довші, тому необхідно забезпечити достатнє анкерування фібр. В цьому випадку унеможливлюється рівномірний розподіл волокон в матриці, а також використання фібробетону для виготовлення тонкостінних конструкцій.

Таким чином, діаметр волокон повинен бути в межах 40 -- 200 мкм. Це добре узгоджується з даними досліджень [2]про підвищення корозійної стійкості скловолокна і базальтових фібр при збільшенні діаметру до 300 мкм (подальше збільшення діаметру волокон значно понижує їх міцність). Кожне волокно може бути обірвано або висмикнуто, чи може виколоти бетон, а руйнування внаслідок розриву волокон відбудеться при

$$\frac{l_c}{d_\vartheta} \geq \frac{R_{\vartheta,m}}{2\tau_m} \quad (1)$$

де l_c – критична довжина волокна, d_v – діаметр волокна, $R_{\vartheta,m}$ – середня міцність волокна, τm – міцність зчеплення фібр з бетоном. [6]

Волокна, що застосовуються на даний час для армування бетонів, мають високу міцність до розриву (2000 -- 3000 МПа), тому для максимально ефективного використання міцності армуючих фібр визначальною є величина l_c/d_v, що залежить як від адгезії цементного каменю до волокна, так і від когезії самого цементного каменю.

Співвідношення l_c/d_v в умовах нормального перемішування волокон в бетонній матриці традиційними методами повинно бути не більшим за 100 - 150. Тоді із залежності (1) випливає, що:

$$\frac{R_{\vartheta.m}}{2\tau_m} < 300 \quad (2)$$

Міцність цементного каменю марки 500 на зріз становить 5,0 МПа, і незалежно від можливостей підвищення адгезії бетону до волокна (застосування покриттів, профілювання тощо) його когезія визначає максимальну ефективну міцність волокон.

$$R_{\vartheta.m} \leq 300 * 5 = 1500 \text{ МПа}$$

Відповідно, за таких умов застосування волокон з міцністю до розриву, що перевищує 1500 МПа, недоцільно.

За результатами досліджень, наведеними в роботі [5], міцність зчеплення волокон з цементним каменем сягає 1,6 - 2,3 МПа. Тоді з (2) отримаємо:

$$R_{\vartheta.m} \leq 300 * 2{,}3 = 690 \text{ МПа}$$

Таким чином, міцність армуючих волокон для забезпечення їх ефективного використання може не перевищувати 690 МПа.

Враховуючи викладені міркування, а також високу стійкість базальтових волокон до лужного середовища, необмеженість природних запасів сировини (вміст в земній корі - 98%) і низьку стійкість, доходимо до висновку, що грубі базальтові волокна (діаметром 50 - 200 мкм) найбільш відповідають тим вимогам, які пред'являються фібровій арматурі.

Базальтові волокна отримують шляхом дроблення і подальшого плавлення природного базальту в печах підприємств з виготовлення мінеральної вати. З печі розплав опиняється у виготовлювальній частині (фідері), звідки крізь фільтри у вигляді струменів - в дуттьові головки, де за допомогою стиснутого повітря витягується в волокна певного діаметру. На виході з камери волокноосадження волокна можуть дробитися відповідно до заданих розмірів.

Основні характеристики грубого базальтового волокна наступні: міцність до розриву 150 - 350 МПа; щільність 2740 кг/м3; модуль пружності 80 - 100 ГПа; максимальне відносне подовження (1,0 - 3,0) х 10-3.

Властивості фібробетону в більшості випадків залежать від способу його отримання. В роботі [9] приводиться порівнювальний аналіз методів отримання склофібробетону. Найефективніші методи напилення з точки зору міцностних характеристик композита - всмоктування та екструзії. Порівняно з традиційним методом формування (перемішування в змішувачі та лиття в форму) міцностні характеристики композита, отриманого таким методом, в 2 - 3 рази вищі. Значення цих характеристик істотно змінювалося зі збільшенням довжини фібр на інтервалі 0,5 - 30 мм і майже не змінювалось при подальшому збільшенні.

Армування бетону грубими волокнами з крихких матеріалів відрізняється від армування тонкими мінеральними або металічними фібрами. Зі збільшенням діаметру з 10 до 100-150 мкм їх питома поверхня зменшується в 10 разів, а жорсткість збільшується в 1000 разів. Через це значно збільшується стійкість волокон в середовищі цементного каменю, проте підвищується нерівномірність розподілення фібр в об'ємі, що спричинює зниження міцності матеріалу з огляду на появу послаблених зон. Тому для отримання задовільних міцностних показників необхідно значно збільшити кількість волокна, що додається. Окрім того, слід враховувати, що фібри, що мають підвищену жорсткість не повинні піддаватися великим згинальним та зсувним навантаженням в процесі введення в бетонну матрицю.

Отже, перемішування в змішувачі, пресування, лиття під тиском, екструзія та інші способи непридатні для отримання виробів з бетонів, армованих грубими базальтовими волокнами.

Значного зниження в'язкості матриці, яке дозволить здійснювати її армування грубими базальтовими волокнами довжиною 30 - 40 мм (до 20% від маси інших компонентів) при знижених водо-цементних відношеннях (0,26 - 0,4) і без використання поверхнево-активних речовин можна досягнути

застосуванням віброекструзійного способу формування [3]. Цей спосіб забезпечує рівномірне введення волокон в бетонну матрицю зі збереженням довжини фібр, достатньої із умови забезпечення анкерування (l = 30 - 40 мм). Водо-цементне відношення в композиціях з різним співвідношенням компонентів змінюється при забезпеченні постійною (оптимальною) в'язкістю суміші, обумовленою максимальною зручністю укладки і міцністю матеріалу.

В результаті експериментальних досліджень міцності і деформативності базальтофібробетону виявлено, що при введенні в мілкозернистий бетон грубих базальтових волокон: міцність на стискання збільшується на 30 - 40%, на осьове розтягнення - в 3 - 4 рази; граничний стиск збільшується на 50 - 70%, гранична розтягненість - в 2 - 2,5 рази; ударна в'язкість композита підвищується в 3 - 4 рази; деформації вільної усадки та повзучості при стисканні знижуються на 20 - 40%, при розтягнені - в 3 - 4 рази.

Допущення про направлене орієнтування більшої частини волокон вздовж потоку бетонної суміші в процесі формування та обумовленої цим анізотропії не підтвердилося.

Всі наведенні данні дозволяють відповідально стверджувати, що використання мілко зернистого бетону, армованого січеним базальтовим волокном в якості твердого шару багатошарової панелі можливе та ефективне. Відносно внутрішнього, поглинаючого шару, найкращою пропозицією, на наш погляд,є застосування пінобетону, армованого базальтовим волокном. Армовані піноблоки відрізняються високим опором до ударних навантажень, негорючістю й стійкістю до вібрації. Базальтова фібра поліпшує технологічні параметри виготовлення пінобетону, перетворюючись у своєрідний каркас, який не дає піні осісти. Як наслідок, піноблоки, армовані базальтовою фіброю, дозволяють знизити загальну вагу будівельних конструкцій, трудозатрати.

Клейовий шар базальтофібробетонного складу виконує роль зчіпляючого шару між жорстким та поглинаючим шаром завдяки високим когезійним

(зчіпляючим) властивостям матеріалу, обумовлені тим , що зовнішня поверхня пінобетону складається з великої кількості розрізаних бульбашок.

Висновок

Застосування багатошарових композиційних панелей для внутрішнього облицювання спеціальних споруд знижує вірогідність враження людей від рикошету та уламків бетону. Наявність Берестовецького родовища базальтів придатних для виготовлення базальтових волокон та успіхи сучасних енергозберігальних технологій дозволяє зробити виготовляння композиційних матеріалів армованих базальтовим волокном можливим та економічно доцільним.

Література

1. *Барашиков А. Я., Доброхлоп Н. И., Колбаско Э. Б.* Влияние фибрового армирования базальтовыми волокнами на прочность и надежность строительных конструкций // Надежность и долговечность машин и сооружений. - 1987.- Вып. 12.
2. *Вильдавский Ю.М.* Исследование физико-математических свойств стеклопластиковой арматуры и некоторых особенностей её работы в изгибаемых бетонных элементах: Автореф. дис. … канд. дис. тех. наук.- М., 1968.- 22 с.
3. *Андреев И.А., Лукач Ю.Е., Магазий П.Н.* Об опыте виброэкструзионного формования бетона, армированного грубыми базальтовыми волокнами. – К., 1984 – 9 с.- Рукопись деп. в УкрНИИНТИ, №785-84 Деп.
4. *Завицкис Я.А., Кравинскис В.К.* Определение упругих постоянных бетона с хаотически ориентированным диспресным армированием // Неразрушающие методы испытаний строительных материалов и конструкций.- 1974.- Вып. 1.- С. 65-68.
5. *Максимов А.Н.* Фибробетон, армированный волокнами минеральной ваты // Фибробетон и его применение в строительстве.- М.: НИИ бетона и железобетона, 1979.- С. 46-51
6. *Романов В.П., Вылежагин В.П.* Структура армирования и механические свойства фибробетона// Дисперсно-армированные бетоны и конструкции из них.- Рига: Лат.Ин-т науч. и тех.информ., 1975.- С. 133-136
7. *Majumdar A. I., Nurce R. W.* Glass fibre reinforced cement // Mater. Sci. and Eng. – 1974. -15.- P. 107-127.

УДК 624.0.12.464.3

к.т.н., доцент **Журавський О.Д.,**
Горобець А.М.,
Київський національний університет будівництва та архітектури

МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ПОПЕРЕДНЬО-НАПРУЖЕНИХ СТАЛЕФІБРОБЕТОННИХ ПЛИТ ПРИ ПОПЕРЕЧНОМУ ЗГИНІ

У статті наведено результати чисельних досліджень міцності і деформативності сталефібробетонних двоосно попередньо-напружених плит при дії поперечного навантаження в порівнянні з експерементальними даними.

Ключові слова: сталефібробетон, двохосно попередньо-напружені плити, втрати попереднього напруження, скінчені елементи.

There are given the results of numerous studies strength and deflection of steel fiber reinforced concrete biaxially prestressed slabs under the action of transverse load in comparison with the experimental results.

Keywords: steel fiber reinforced concrete, biaxially prestressed slabs, prestressing loss, finite elements.

Вступ. Впровадження нових високоміцних матеріалів з високими деформативними характеристиками, одним з яких є сталефібробетон, вимагає інструменту, який би дозволив проектувальнику виконати моделювання роботи будівельної конструкцій з цього матеріалу, що з достатньою точністю відповідає її реальній роботі.

Одним з таких програмних комплексів, який дозволяє моделювати роботу конструкцій з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності [1, 2] є програмний комплекс «ЛИРА-САПР».

Мета досліджень. Порівняння результатів чисельних досліджень одно- та двохосно попередньо-напружених сталефібробетонних плит з різними рівнями обтиску з практичними.

Практичні дослідження. Для практичних досліджень виконано дві серії плит розміром 800×800×40 мм с різним фібровим армуванням. Зразки серії I армувались сумішшю сталевих фібр марки STAFIB 50/1.0 та STAFIB 30/0.6 із анкерами на кінцях, процентне відношення яких становило по 0,5% по об'єму кожної фібри. Зразки серії II містили 1,0% по об'єму хвилястих фібр марки

NOVOKON URW 50/1.0. Для всіх зразків був використаний портландцемент марки М400, а як дрібний заповнювач – кварцовий пісок. Склад сталефібробетону по об'єму був прийнятий у пропорції 1:3 цементу до піску при водоцементному відношенні 0,62.

Спирання плит – шарнірне по чотирьом сторонам на відстані 50 мм від бокових граней плити. Завантаження плити виконувалося 16 зосередженими силами у відповідності до схеми, яка показана на рис. 1. Навантаження виконувалось кроком P_1=2 кН з витримкою 5…8 хв на кожному кроці для вимірювання прогинів.

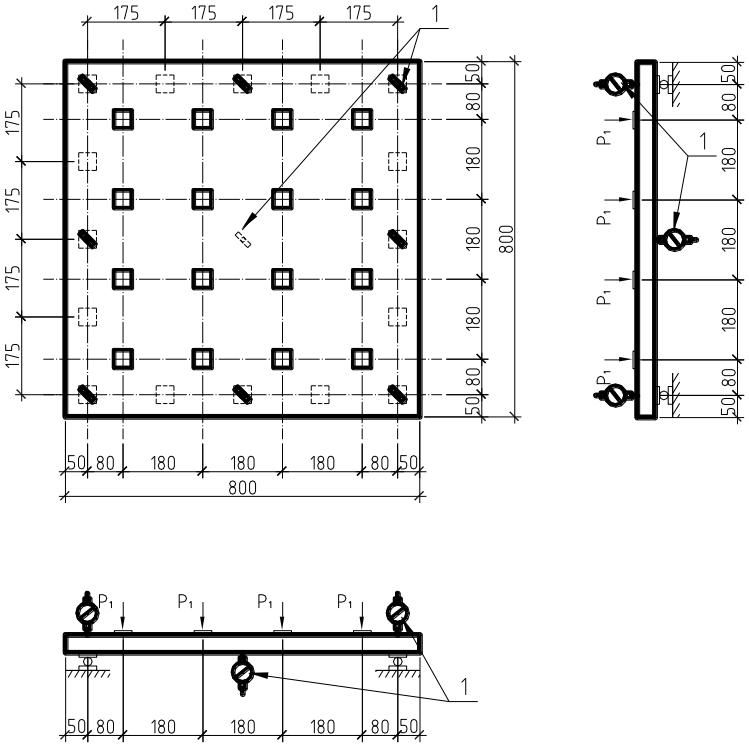


Рис.1. Схема завантаження плити: 1 – індикатори-прогиноміри.

Чисельні дослідження. Чисельні дослідження попередньо напружених сталефібробетонних плит виконувалося за допомогою програмного комплексу «ЛИРА-САПР».

Плити моделювалися квадратними та прямокутними скінченими елементами (КЕ) згідно з рекомендаціями [1]. Зусилля попереднього напруження було задано у вигляді зосереджених зовнішніх сил, прикладених у відповідних вузлах (рис. 2). Крок арматури для різних плит по осі Х був однаковий і складав 89 мм, а по осі У коливався від 89 мм до 133 мм. Таким чином, для розрахунку плит було створено дві різні розрахункові схеми, які б враховували нерівномірність прикладення сил обтиску.

Схема 1 створена для плит двохосно обтиснутих плит з однаковим рівнем обтиску та плит одноосно обтиснутих. Схема 2 створена для плит без попереднього напруження і плит з різним рівнем обтиску. Схема 1 складалася з 500 скінчених елементів та 441 вузла, схема 2 – з 624 скінчених елементів та 672 вузла.

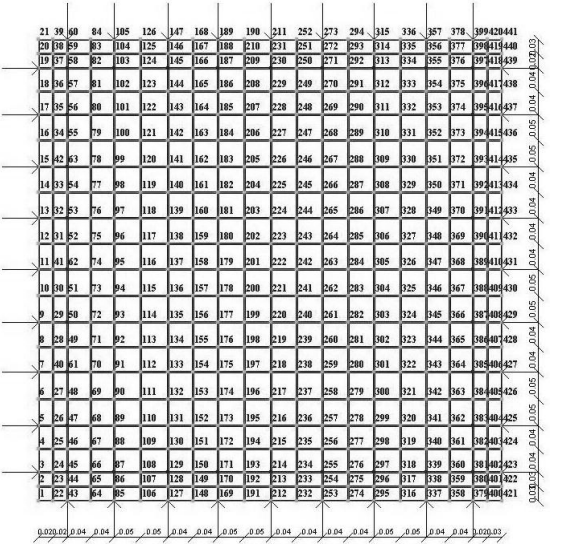
Жорсткість плит задавалась з бібліотеки скінчених елементів ПК «ЛИРА-САПР», який дозволяє враховувати фізичну і геометричну нелінійність при розрахунку. Для розрахунку прийнято наступні позначення вхідних даних: h - товщина плити; v – коефіцієнт Пуассона; E_{cf} – модуль пружності сталефібробетону; f_{fcd} – розрахунковий опір сталефібробетону на стиск (призмова міцність); f_{fctd} – розрахунковий опір сталефібробетону на розтяг; E_s – модуль пружності арматури; f_{yd} – розрахунковий опір арматури на розтяг; H_i – висота (товщина) ділянки; A_{sxi} – площа арматури розміщена вздовж осі Х на погонний метр перерізу; A_{syi} – теж саме, вздовж осі У.

Для моделювання роботи сталефібробетону використовувався кусково-лінійний закон деформування, а для арматури – експоненціальний закон деформування.

Розрахунок здійснювався для навантажень, які відповідають крокам завантаження, а величини зусиль попереднього напруження приймались по вже

встановленим до початку дослідження напруженням в арматурі з урахуванням усіх втрат [3].

а)



б)

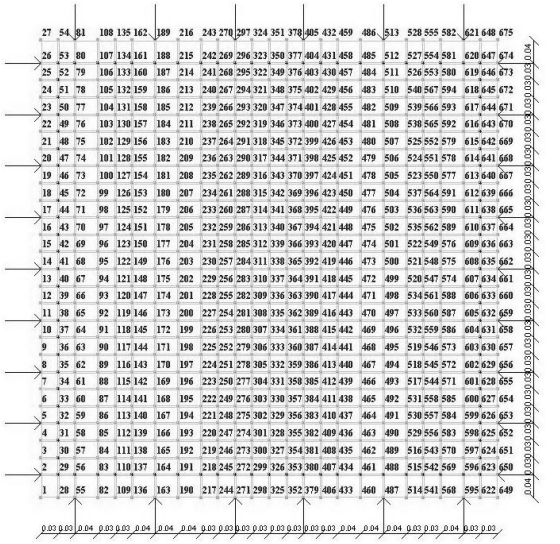
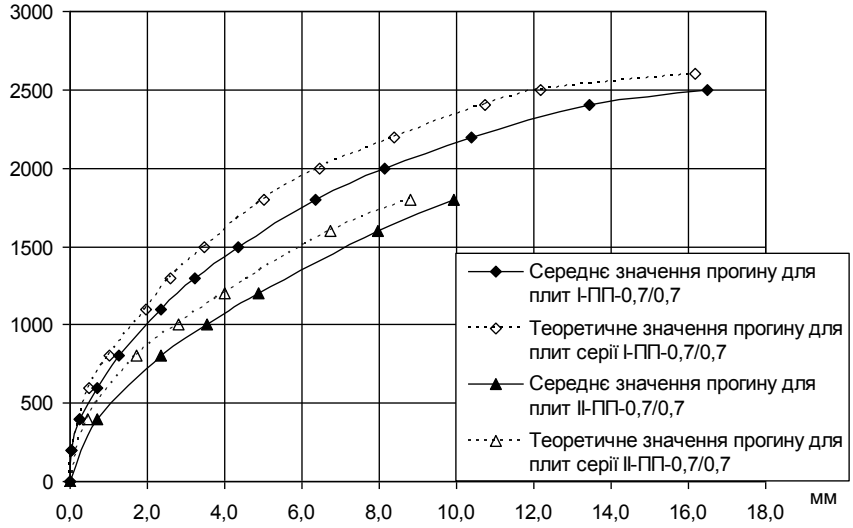


Рис.2. Розрахункова схема дослідної плити побудована в ПК «ЛИРА-САПР»

а) P_1, Н



б) P_1, Н

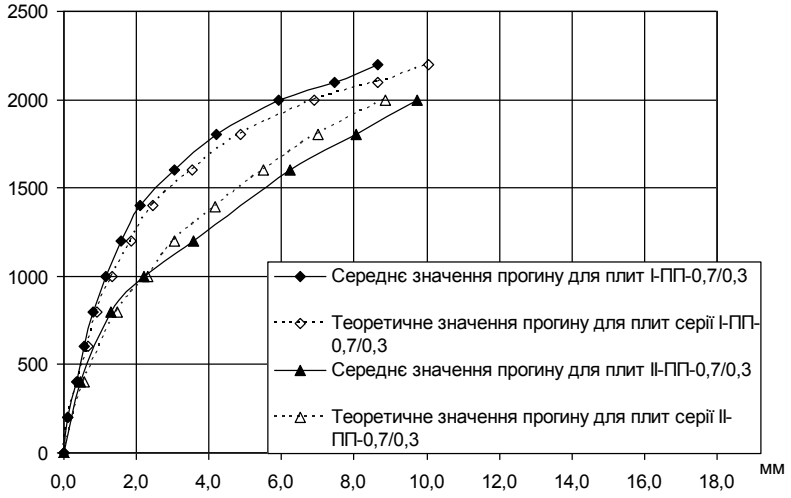
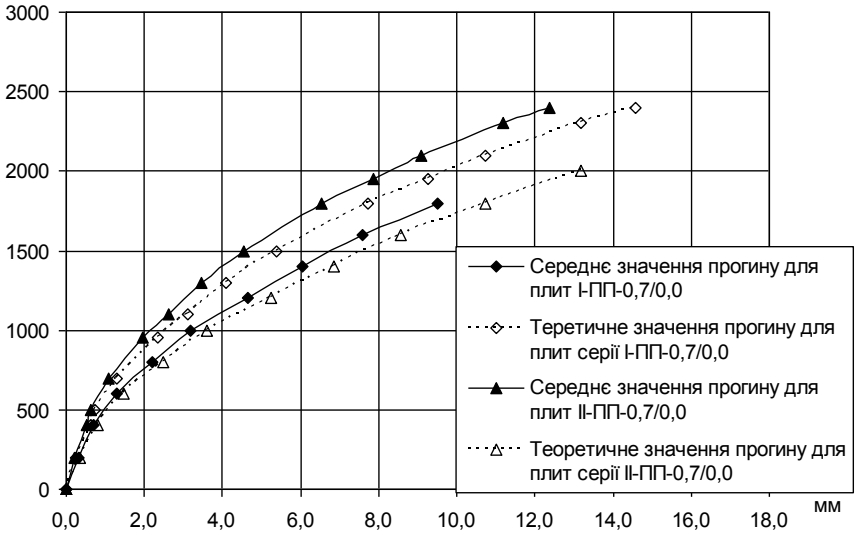


Рис. 2. Графіки прогинів плит серії I та II:
а) I-ПП-0,7/0,7; II-ПП-0,7/0,7; б) I-ПП-0,7/0,3; II-ПП-0,7/0,3

а) P_1, Н



б) P_1, Н

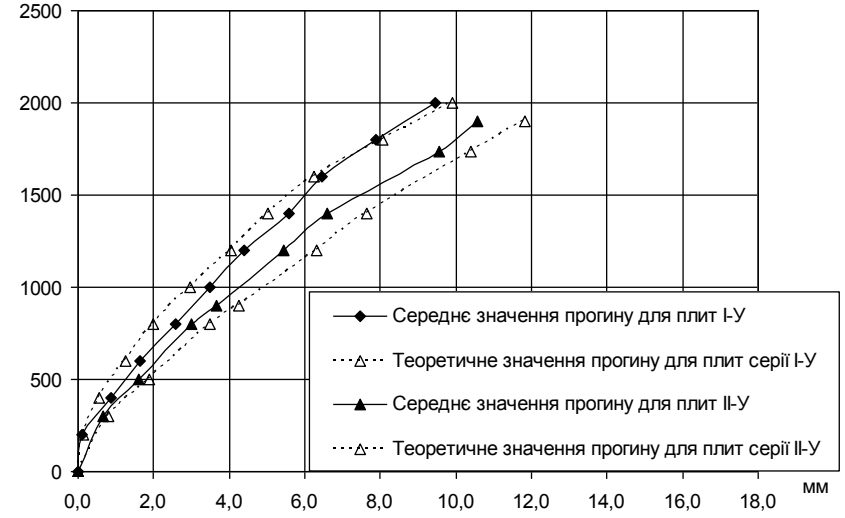


Рис. 4. Графіки прогинів плит серії I та II:
а) I-ПП-0,7/0,3; II-ПП-0,7/0,3; б) I-У; II-У

Теоретичні та експериментальні графіки прогинів наведені на рис. 3 і 4. Аналіз графіків показує достатнє співставлення теоретичних та експериментальних даних.

Висновки. ПК «ЛИРА-САПР» дає можливість з достатньою ступеню точності моделювати роботу двохосно попередньо-напружених сталефібробетонних плит.

Література

1. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2013. Учебное пособие / [Д.А.Городецкий, М.С.Барабаш, Р.Ю.Водопьянов и др.]; под редакцией А.С.Городецкого.-М., 2013 г. -376 с.
2. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций (Изд. второе) – К:, 2007. - 394 с.
3. Горобець А.М., Журавський О.Д. Експериментально-теоретичні дослідження втрат попереднього напруження в сталефібробетонних конструкціях при одновісному та двовісному обтиску // Теорія і практика будівництва: Вісник НУ «Львівська політехніка». №600. –Львів: Видавництво НУ "Львівська політехніка", 2007, С. 68-74.

УДК 624.012.035

аспірант **Зятюк Ю.Ю.,**
Національний університет водного господарства та природокористування
м. Рівне.

РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПІДСИЛЕНИХ В СТИСНУТІЙ І РОЗТЯГНУТІЙ ЗОНАХ

Наведено дослідження одночасного підсилення залізобетонних балок наклеєними композитами у вигляді вуглецевих волокон в розтягнутій зоні, та сталефібробетоном з металевою фіброю у стиснутій зоні.

Reinforced concrete beams simultaneous strengthening research is resulted by the glued on compos as carbon fibres in the stretched area, and steelfiberconcrete with metallic fiber in the compressed zones.

Стан питання та мета дослідження. В процесі експлуатації конструкцій, будівель і споруд, через зміни розрахункової схеми елементу, пошкодження і експлуатація в непрацездатному або аварійному стані, збільшення експлуатаційних навантажень, помилки при проектуванні, будівництві та використання неякісних матеріалів, виникає потреба до підсилення несучих елементів Також спостерігається тенденція до виконання підсилень при реконструкції будівель і споруд які є пам'ятниками архітектури або несуть архітектурну цінність. Ефективним варіантом реконструкції "старих" будівель і споруд є надбудова одного або декількох поверхів з улаштуванням мансарди та перепланування. Тому підсилення залізобетонних згинальних елементів (балок, плит, ферм, та ін.), які є одним з основних несучих елементів будівель і споруд, має важливе прикладне значення. Серед вибору методу підсилення залізобетонних згинальних елементів можна виділити два способи: підсилені стиснутої або розтягнутої зон елементу [3,4,5,6,].

Ефективним методом підсилення залізобетонних елементів в стиснутій зоні є використання високоміцних матеріалів як фібробетон [1,3].

Дослідженню підсилень згинальних залізобетонних елементів свої роботи присвятили: А.Б. Барашиков, Є.М. Блалі, З.Я. Бліхарський, Я.З. Бліхарський,

О.П. Борисюк, Б.А. Боярчук, О.І. Валовой, І.О. Валовой, О.В. Войцехівський, І.В Задорожнікова , А. Касасбех, В.Г. Кваша, М.І. Кісіліер, М.Д. Климпуш, О.П.Конончук, О.П. Кричевський, І.В. Мельник, С.В. Мельник, Л.А. Мурашко, А.Я. Мурин, С.М. Новікова, Ф.Н. Рабінович, Я.В. Римар, А.К. Салех, М.Ю. Смолянінов, С.Д. Семенюк, О.П. Сунак, П.О. Сунак, Г.К. Хайдуков, та ін.

Одночасне підсилення стиснутої та розтягнутих зон досліджені на даний час не достатньо. Мета роботи: отримати дані про роботу залізобетонних балок підсилених одночасно у стиснутій і розтягнутій зоні з урахуванням повторних навантаженнях. Досліджували напружено-деформований стан, несучу здатність, жорсткість та тріщиностійкість залізобетонних балок, підсилених одночасно сталефібробетоном та вуглепластиковими матеріалами.

Для досліджень виготовлено залізобетонні балки з розмірами поперечного перерізу 100×200 та довжиною 2000 мм, бетон класу С16/20 заводського виготовлення. Балки заармовані поздовжньою робочою стержневою арматурою 2Ø10 А 500С та поперечною арматурою Ø6 А240С з кроком 50 мм, крім зони чистого згину. Верхня монтажна арматура із дроту Ø4 Вр-І.

Випробовування конструкцій виконували за схемою однопролітної вільно обпертої балки на двох опорах прольотом 180 см. Завантажували балки двома симетрично зосередженими силами, відстань між якими 60 см. Зусилля створювали гідравлічним домкратом, а зусиля вимірювали тарованим кільцевим динамометром (рис.2). Всі вимірювання проводились приладами які дублювали один-одного: механічними та тензометричними [7,8].

Першим етапом досліджень було випробувано дві балки на однократне статичне навантаження (БО-1 та БО-2). Навантаження здійснювалося ступенями 8–10 % від теоретично розрахованої несучої здатності.

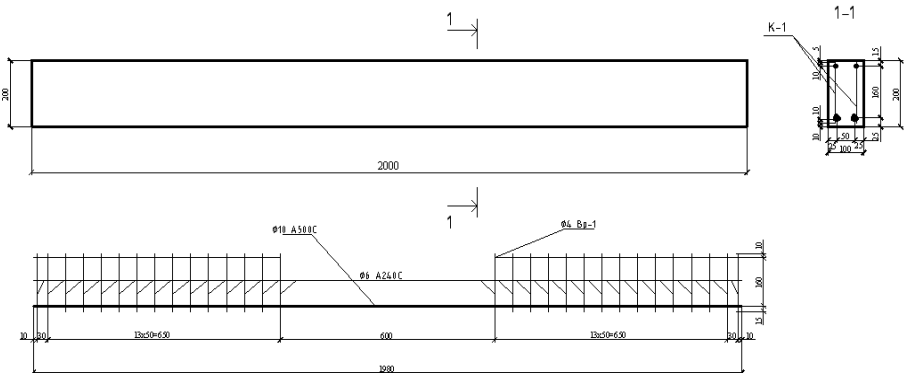


Рис.1.Конструкція та схема армування дослідних балок до підсилення

Друга серія досліду полягає у випробовуванні восьми балок (БЦ-1,БЦ-2, БЦ-3, БЦ-4, БЦ-5, БЦ-6, БЦ-7, БЦ-8) на малоциклові навантаження. За одиницю несучої здатності, при випробовуванні балок, взято навантаження визначене за результатами випробовування на однократне навантаження двох балок БО-1 та БО-2. Балки БЦ-3, БЦ-4 після випробовування на малоциклові навантаження були зруйнованні. Після випробовування однократним та малоцикловим навантаженням, було виконано підсилення шести балок.

Підсилення стиснутої зони виконували з дрібнозернистого бетону С16/20 та 3% металевої фібри різаної із листа довжиною 40-50мм, товщина 0,35–0,5мм, товщина шару підсилення склала 50мм. Половину дослідних балок підсилювали тільки дрібнозернистим бетоном (БП-$1_{Б}$, БЦП-$5_{Б}$,БЦП-$2_{Б}$) половину сталефібробетонном (БП-$2_{СФБ}$, БЦП-$6_{СФБ}$,БЦП-$2_{СФБ}$).

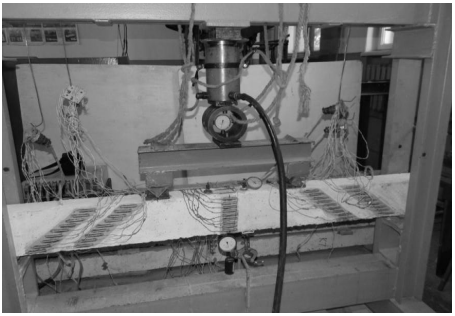


Рис.2. Вигляд установки та розташування приладів на балці до підсилення

Композитна стрічка Sika CarboDur S-512 шириною 25мм, приклеювалась в нижній розтягнутій зоні конструкції по всій довжині прольоту та анкерувалась на приопорних ділянках однонаправленим полотном Sika Wrap. Приклеювання відбувалось за допомогою двохкомпонентних клеїв: для стрічки Sikadur-30, а для полотна – Sikadur-330. Підготовка поверхні виконувалась відповідно до вимог [11,12]. Балки БЦ-5, БЦ-6 підсилювали під навантаженням в установці 0,6 F (від руйнуючого навантаження балок БО-1, БО-2)[2,10]. Найбільш оптимальне використання додаткового перерізу підсилення[9].

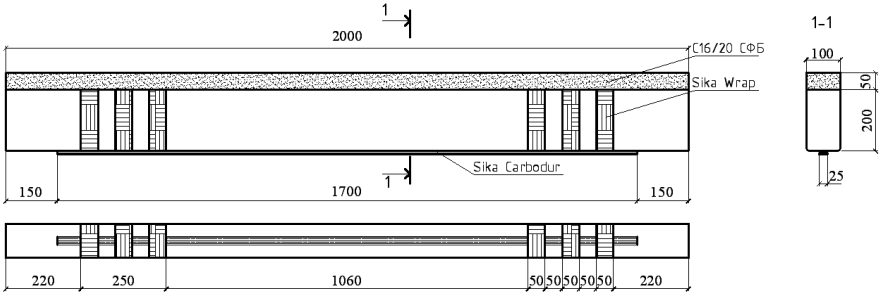
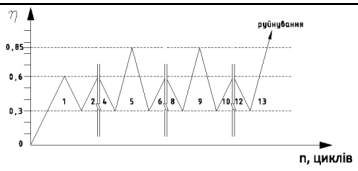
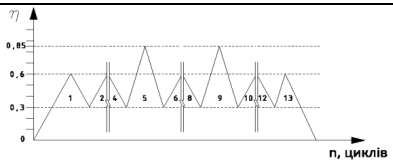
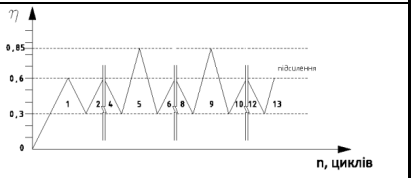
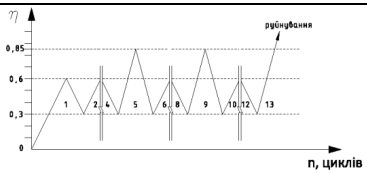
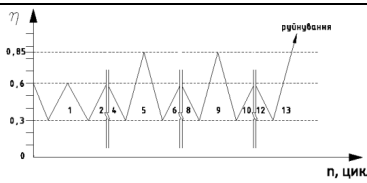


Рис.3. Конструкція підсилення дослідних балок

Рис.4. Підсилення дослідних балок БЦП-$5_{Б}$, БЦП-$6_{СФБ}$ під навантаженням

Рис.5. Вигляд установок та розташування приладів на балках БП-$1_{Б}$, БП-$2_{СФБ}$

Таблиця 1. Методика експериментальних досліджень

№ п/п	Маркування балок	К-сть циклів	Рівні навантаження
1	БО-1	-	Однократне навантаження 0,1-1,0
2	БО-2		
3	БП-$1_{Б}$		
4	БП-$2_{СФБ}$		
5	БЦ-3	13	
6	БЦ-4		
7	БЦ-1	13	
8	БЦ-2		
11	БЦ-7		
12	БЦ-8		
13	БЦ-5	13	
14	БЦ-6		
15	БЦП-$1_{СФБ}$	13	
16	БЦП-$2_{Б}$		
17	БЦП$_{0,6}$-$5_{Б}$	13	
18	БЦП$_{0,6}$-$6_{СФБ}$		

Третя серія досліду полягає у випробовуванні шести підсилених балок, двох попередньо випробуваних балок (БЦП-$1_{СФБ}$, БЦП-$2_{Б}$), двох під навантаженням в установці (БЦП$_{0,6}$-$5_{Б}$, БЦП$_{0,6}$-$6_{СФБ}$) та двох, що не

випробовувались (БП-$1_{Б}$, БП-$2_{СФБ}$). Вони випробовувались на циклічні навантаження, верхній рівень який визначився за результатами випробування підсилених балок БП-$1_{Б}$ та БП-$2_{СФБ}$ при однократному завантаженні до руйнування.

Висновки. У обох випадках підсилення робота балок практично не відрізняється. Можна охарактеризувати два випадки руйнування підсилених балок половина балок зруйнувалася по похилим перерізам (в приопорній ділянці). Досягаючи максимальних деформацій в стрічці відбувається утворення похилої тріщини (другого типу) від опори до анкеруючого полотна з подальшим моментальним крихким руйнування балки. В других балок відбувся відрив стрічки від тіла бетону. При досягнені граничного навантаження відбувся відрив стрічки на ділянках між точкою прикладання сили і опорою. Відбувалося стрімке розкриття тріщин з подальшим зростанням прогину витріскування та зіміття верхнього шару підсилення. По грані стрічки відбулося зіміття волокон полотна анкерування.

Таблиця 2.Результати дослідження несучої здатності балок

Назва балки	Площа поперечного перерізу елементу підсилення	Відсоток армування зовнішньою композитною арматурою	Площа армування внутрішньої сталевої арматури	Експеримен-тальний згинальний момент	Ефект підсилення
	A_f, см^2	μ_f, %	A_s, см^2	$M_{ULS}^{\exp}$, кН×м	$\delta_{ULS}^{\exp}$, %
БО-1	-	-	1,57	14,3	-
БО-2	-	-	1,57	14,1	-
БЦ-3	-	-	1,57	14,8	-
БЦ-4	-	-	1,57	14,5	-
БП-$1_{СФБ}$	0,3	0,12	1,57	20,91	46,7
БП-$2_{Б}$	0,3	0,12	1,57	22,46	57,6
БЦП-$1_{СФБ}$	0,3	0,12	1,57	21,96	60,9
БЦП-$2_{Б}$	0,3	0,12	1,57	18,13	32,8
БЦП$_{0,6}$-$5_{Б}$	0,3	0,12	1,57	22,72	66,5
БЦП$_{0,6}$-$6_{СФБ}$	0,3	0,12	1,57	22,59	65,5

При дії малоциклових навантажень підсилені балки працюють однаково, при проходженні п'ятого-сьомого циклу з однаковим режимом навантаження

відбувається стабілізація деформацій на всіх елементах дослідних конструкцій.. Момент тріщиноутворення у підсилених балок збільшився у два рази. Малоциклові навантаження сприяють збільшенні несучої здатності залізобетонних балок одночасно підсилених устиснутій та розтягнутій зонах, в порівнянні із з одноразовим навантаженням. Найбільший ефект підсилення отримали при підсиленні під навантаженням. На мою думку це викликано найбільш оптимальним використанням-поєднанням систем підсилення а саме фібробетону із вуглецевими стрічками. Цей рівень навантаження у більшості балок і плит відповідає значенню навантажень в процесі експлуатації.

Література

1.Барашиков А.Я. Експериментальні дослідження згинальних залізобетонних елементів, підсилених різними способами / А.Я. Барашиков, О.П. Сунак, Б.А.Боярчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: УДУВГП, 2000. – Вип. 5. – С. 294 – 299. **2**.Бабич Є.М. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень / Є.М. Бабич, Ю.О. Крусь // Монографія. – Рівне: РДТУ, 1999. – 119 с. **3**.Семенюк С.Д. Усиление сжатой зоны железобетонных изгибаемых элементов / Семенюк С.Д., Болошенко Ю.Г. // Проблемы современного бетона и железобетона: сборник трудов в 2 ч., ч. 1 Бетонные и железобетонные конструкции / Минск, Скринко, 2007. – с. 306-321. **4**.Собко Ю.М. Дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних мостових елементів до та після підсилення композитними матеріалами: Звіт про НДР № 0107 U 009082 / Львів, 2009. – 10 с.103. **5**.Климпуш М.Д. Реконструкція залізобетонного автодорожнього моста з підсиленням балок приклеєними вуглепластиками / В.Г. Кваша, І.В. Мельник, М.Д. Климпуш // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2003. – Вип. 10. – С. 267 – 275.. Мурин А.Я. Міцність, жорсткість і тріщиностійкість залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / А.Я. Мурин // Львів, 2011. – 163 с. **6.**Римар Я.В. Міцність та деформативність залізобетонних балок, підсилених під навантаженням нарощуванням арматури: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Я.В. Римар // Львів: НУ "Львівська політехніка", 2010. – 20 с. **7**.Борисюк О.П. Методика випробовування підсилених згинальних залізобетонних елементів при малоциклових навантаженнях / Борисюк О.П., Конончук О.П. // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – Київ, ДП НДІБК, 2011. – Вип. 74. – Книга 2. – С. 709 – 717. **8**.Конончук О.П. Робота нормальних перерізів згинальних елементів, підсилених композитними матеріалами за дії малоциклового навантаження: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / О.П. Конончук //Львів, 2013. – 230с. **9.**Дубіжанський Д.І. Міцність та деформативність залізобетонних балок, посилених залізобетонною обоймою під навантаженням: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Д.І. Дубіжанський //Львів, 2013. – 183 с. **10**.Бліхарський Я.З. Експериментальні дослідження залізобетонних колон, підсилених вуглецевою стрічкою при дії навантаження низького рівня/ Я.З.Бліхарський, Р.Є. Хміль, Ю.М.Собко// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць.– Рівне:НУВГП, 2013. – Вип. 27. – С. 440 – 447 **11.**Техническая карта материала**.** Идентификационный №: 020206010010000040 Sika® CarbDur® S - Издание:UA_YS_01/2015, 5с. **12**.Техническая карта материала. Идентификационный №:020206020010000025 SikaWrap®-230 C/45. Издание: UA_YS_01/2015, 4с.

УДК 624.072.2

к.т.н., проф. **Валовой О.І.,**
к.т.н., доц. **Єрьоменко О.Ю.,**
к.т.н., доц. **Валовой М.О.,**
ДВНЗ "Криворізький національний університет".

ВПЛИВ КОЛИВАНЬ ТЕМПЕРАТУР НА ЕКСПЛУАТАЦІЙНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПІДСИЛЕНИХ КОМПОЗИТАМИ

Викладено методику розрахунку та результати експериментальних випробувань залізобетонних балок підсилених зовнішнім армуванням вуглецевими полотнами за умови одночасного впливу зовнішнього навантаження та діапазону температур.

Calculation methods and experimental tests of the ferroconcrete beams strengthened with the outer reinforcement are given. Strengthening carbon plates were simultaneously influenced with the outer loading and temperature range.

Проблема та її зв'язок з науковими та практичними завданнями. Залізобетон отримав широкого розповсюдження в якості конструкцій будівель та споруд. Під час експлуатації конструкції зазнають негативного впливу оточуючого середовища, що, з часом, призводить до накопичення ушкоджень і їх фізичної зношеності.

Задачі відновлення або підвищення несучої здатності залізобетонних конструкцій тривалий час вирішувалися шляхом збільшення їх перерізів, встановленням дублюючих елементів, зміною розрахункових та геометричних схем конструкцій, тощо. Одним із нових методів підсилення конструктивних елементів є застосування зовнішнього армування у вигляді композитних стрічок та полотен.

Накопичений світовий і вітчизняний досвід застосування композиційних матеріалів для підсилення будівельних конструкцій є позитивним, тобто у всіх випадках підсилені конструкції перебувають в експлуатаційному стані, і відмови зовнішньої арматури з композиційних матеріалів не спостерігається [1].

На теперішній час в існуючих нормах та рекомендаціях з проектування підсилення конструкцій композиційними матеріалами, відсутні розрахункові параметри, які б дозволили враховувати реальні температурні умови оточуючого середовища, як кліматичні, так і технологічні. Зважаючи на те, що значна кількість будівель та споруд зазнають впливу широкого діапазону температур, дослідження несучої здатності залізобетонних конструкцій підсилених композитами, з врахуванням температурних факторів, є актуальним питанням.

Аналіз досліджень і публікацій. Розвиток сучасних композиційних матеріалів було обумовлено потребами авіації, космонавтики та суднобудування, де вони знайшли широке застосування. Композиційні матеріали на основі фібри, що застосовуються при ремонті і підсиленні будівельних конструкцій, виготовляються з видовжених мікроволокон, омонолічених в полімері, який зв'язує їх в єдине ціле. В якості полімеру, зазвичай, використовуються епоксидні і поліакрінітрілові смоли. За рахунок більшого модуля пружності та міцності на розтяг композиційні матеріали на основі вуглецевого волокна набули широкого використання при підсиленні залізобетонних конструкцій [2].

На теперішній час проведено значну кількість досліджень та випущено публікацій присвячених підсиленню конструкцій композиційними матеріалами, їх розрахунку та проектуванню [3…7]. Проведені дослідження дозволили розробити методики розрахунку конструкцій підсилених композиційними матеріалами. За кордоном розроблено велику кількість стандартів та правил, які регламентують питання проектування та підсилення залізобетонних конструкцій полімерними матеріалами [8…10]. На превеликий жаль в нашій країні при виконанні підсилення композитами потрібно задовольнятися нормами інших країн, рекомендаціями компаній постачальників композиційних матеріалів, експериментальними методиками розробленими окремими дослідниками.

Аналіз норм та рекомендацій показав, що існуючи формули з розрахунку конструкцій підсилених композитами не враховують температурні умови оточуючого середовища в якому перебувають конструкції. Встановлено [3, 4, 11], що величина коефіцієнта температурного розширення, для вуглецевих волокон, від'ємна і знаходиться в межах -0,6...-1,45. При цьому, коефіцієнт температурного розширення, арматури і бетону є додатною величиною ~10,40 [4]. Відповідно при нагріванні вуглецеві волокна композиційних матеріалів вкорочуються, а прямолінійні елементи зі сталі і бетон подовжуються. Підвищення температури вуглецевих волокон композиційного матеріалу відносно температури, при якій відбувається затвердіння смоли епоксидного клею, викликає в ньому додаткові нормальні напруження. Охолодження підсилених залізобетонних конструкцій нижче цього ж рівня, навпаки знімає частину нормальних напружень в композиційному матеріалі за рахунок протилежного знаку коефіцієнта температурного розширення щодо бетону і металевої арматури.

Зважаючи на сказане, нормальні напруження в матеріалі підсилення пропонується визначати в залежності від температури при якій експлуатується конструкція (T_α) та температури за якої відбувається твердіння епоксидної смоли (T_f) [12]. Так, якщо виконується умова $T_\alpha \geq T_f$, то граничні нормальні напруження в композиційному матеріалі визначаються за формулою [12]:

$$\Delta\sigma_{fu} = \sigma_{fu} - \sigma_{ft} \leq 0.9\, R_{ft}, \qquad (1)$$

де σ_{fu} – граничні нормальні напруження в композитному матеріалі, які визначаються за формулою (2), МПа [3];

σ_{ft} – нормальні напруження в композиційному матеріалі від впливу температури, які визначаються за формулою (3), МПа;

R_{ft} – розрахунковий опір композитного матеріалу розтяганню, МПа.

$$\sigma_{fu} = k_f \sqrt{\frac{R_b E_f b_f}{\sum t_f}}, \qquad (2)$$

$$\sigma_{ft} = (\alpha_f + \alpha_b)(T_\alpha - T_f) E_f, \qquad (3)$$

де α_f, α_b – коефіцієнт температурного розширення композиційного матеріалу та бетону, відповідно, 10^{-6} °C^{-1};

E_f – модуль пружності композиційного матеріалу, МПа;

t_f – товщина одного шару композиційного матеріалу, мм;

k_f – коефіцієнт, який враховує тип конструкції підсилення;

b_f – розрахункова ширина смуги підсилення, b_f = 1мм.

Якщо виконується умова $T_\alpha < T_f$, то граничні нормальні напруження визначаються за формулою [12]:

$$\Delta\sigma_{fu} = \sigma_{fu} + \sigma_{ft} \le 0.9\, R_{ft}. \qquad (4)$$

Для випадку $T_\alpha < T_f$ величина нормальних напружень в композиційному матеріалі визначається за формулою [12]:

$$\sigma_{ft} = (\alpha_f - \alpha_b)| T_\alpha - T_f| E_f. \qquad (5)$$

Викладені теоретичні залежності, безсумнівно, заслуговують на увагу, однак теоретичних моделей можна побудувати велику кількість, але вони нічого не будуть вартувати без результатів експериментальних випробувань, які б спростували або підтвердили коректність запропонованої методики розрахунку.

Постановка завдання. З огляду на викладений матеріал в даній роботі було проаналізовано, існуючи на теперішній час, результати експериментальних випробувань залізобетонних конструкцій підсилених композиційними матеріалами за умови впливу двох факторів – навантаження та температури [4, 5, 12, 13]. Порівняння останніх з теоретичними результатами несучої здатності конструкцій, розрахованих за наведеною методикою, дозволить дійти висновків про можливість її застосування для розробки моделей деформування такого типу конструкцій.

Викладення матеріалу та результати. Згідно до означеної мети було проведено статистичну обробку та порівняння результатів експериментальних досліджень по визначенню впливу зміни температур на несучу здатність залізобетонних конструкцій підсилених композиційними матеріалами

виконаних в різний час окремими дослідниками [4, 5, 12, 13]. За результатами проведеної роботи було визначено, що більш ретельно дане питання розглянуто в роботі [12], а інші результати [4, 5, 13] добре корелюють з ними.

Експериментальним випробуванням підлягали дві серії залізобетонних балок А та Б [12]. Балки серії А підсиленню не підлягала, а серії Б підсилювались в розтягнутій зоні наклеюванням вуглецевих полотен (FibARM Tape). Зразки випробувалися за схемою шарнірно опертої балки навантаженої в третинах прольоту. При цьому балки серії А випробувалися при температурі навколишнього середовища +30 °С, а серії Б при температурах +90, +60, +30, 0, –30, –60, ºС.

Усереднені величини експериментальних показників міцності балок за серіями наведено в таблиці 1.

Таблиця 1

Експериментальні величини несучої здатності зразків

№	Серія	Температура, °С	$P_{ср}$, кН	Приріст міцності балок, %
1	2	3	4	5
1	А	+ 30	61	100
2	Б	+ 30	118	195
3		+60	105	174
4		+90	58	95
5		0	131	216
6		-30	121	199
7		-60	123	203

Примітка. $P_{ср}$ – середня величина руйнівного навантаження балок при згині.

Аналіз таблиці 1 дозволяє дійти висновку, що підсилення залізобетонних балок вуглецевими полотнами дозволило збільшити їх несучу здатність в межах 174…216%. Виключення склали балки серії Б, які випробувалися при температурі навколишнього середовища +90 °С. Їх несуча здатність склала 95% від руйнівного навантаження балок серії А. Останнє пояснюється розм’якшенням епоксидного клею від впливу температури, після чого сумісна

робота балки та матеріалу підсилення була порушена і він не чинив опору діючому навантаженню.

Порівняння експериментальних результатів несучої здатності балок з теоретичними, розрахованими за формулами (1…5), наведені в таблиці 2.

Дані наведені в таблиці 2 свідчать про те, що різниця між теоретичною величиною руйнівного навантаження і експериментальними величинами цього навантаження знаходиться в межах 5…21%. При цьому тільки для одного випадку розбіжність перевищила 15%, які вважаються прийнятними при проведені такого типу розрахунків.

Таблиця 2

Експериментальні та розрахункові величини несучої здатності зразків

№	Серія	Температура, °С	$P_{ср}$, кН	$P_{тр}$, кН	$P_{ср} / P_{тр}$
1	2	3	4	5	6
1	А	+30	61	-	-
2	Б	+30	118	102,34	1,15
3		+60	105	100,52	1,05
4		+90	58	51,23	1,13
5		0	131	107,93	1,21
6		-30	121	108,87	1,11
7		-60	123	109,82	1,12

Примітка. $P_{тр}$ – розрахункова величина руйнівного навантаження.

Найбільшу розбіжність в 21% було отримано для балок, які випробовувалися при температурі 0 °С. Зважаючи на те, що коефіцієнти температурного розширення бетону та вуглецевого полотна мають за своєю величиною різні знаки, коливання температур може призводити до збільшення або зменшення величини напруження від діючого навантаження. Формули (1…5) повинні були врахувати ці температурні впливи. В той же час, в даній методики розрахунку [12], не запропонована так звана “точка відліку”, тобто температура при якій вплив температури оточуючого середовища на напружено-деформований стан конструкцій практично відсутній і їх потрібно

розраховувати за стандартною методикою, без температурної складової. Попередньо можна зробити висновок, що при температурі 0 °С, вплив температури є мінімальним і розрахунок з врахуванням температурної складової призведе до надмірного запасу міцності такої конструкції. Зрозуміло, що останнє припущення повинно бути підтверджено або спростовано результатами додаткових теоретично-експериментальних досліджень.

Висновки та напрямок подальших досліджень. Викладені відомості про особливості роботи залізобетонних балок підсилених вуглецевими полотнами за умови впливу додатних і від'ємних температур дає підстави стверджувати, що температура, як зовнішній фактор, впливає на несучу здатність балок.

Наведена методика розрахунку залізобетонних конструкцій підсилених зовнішнім армуванням композитами з врахуванням впливу температур, в переважаючий більшості випадків, показала задовільну збіжність теоретичних і експериментальних величин несучої здатності зразків. Використання даної методики розрахунку при проектуванні підсилення залізобетонних конструкцій композиційними матеріалами дозволить підвищити ступінь надійності конструкцій, що підсилюються за рахунок врахування впливу температур при яких вона експлуатується.

Література

1. И.Г. Овчинников, Ш.Н. Валиев, В.С. Зиновьев Вопросы усиления железобетонных конструкций композитами. Науковедение [Электронный ресурс]: науч. журнал / Ин-т. Гос. Управ., права и иннов. техн. – Электрон. журн. – М.: ИГУПИТ, 2012. – №4. – Режим доступа: http://publ.naukovedenie.ru, свободный.

2. Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. Внешнее армирование железобетонных конструкций композиционными материалами. – М., ОАО «Издательство «Стройиздат», 2007. 181 с.

3. Неровных, А. А. Совершенствование методики оценки грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов, усиленных композиционными материалами : дис. … канд. техн. наук : 05.23.11 / Неровных Алексей Алексеевич. – Новосибирск, 2013. – 201 с.

4. Смердов, Д. Н. Оценка несущей способности железобетонных пролетных строений мостов, усиленных композиционными материалами : дис. …канд. техн. наук : 05.23.11 / Смердов Дмитрий Николаевич. – Новосибирск, 2010. – 159 с.

5. Смердов, М. Н. Предложения по учету влияния положительных температур в методике расчета нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных

полимерными композиционными материалами / М. Н. Смердов, Д. Г. Неволин, А. О. Клементьев, Д. Н. Смердов // Инновационный транспорт. – 2015. – №3. – С. 80–83.
6. Климпуш М.Д. Міцність, витривалість та деформативність залізобетонних згинальних елементів, підсилених наклеєними композитними стрічками: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / М.Д. Климпуш // Київ, 2010. – 259 с.
7. Мельник І.В. Експериментальні дослідження міцності, жорсткості і тріщиностійкості залізобетонних балок, підсилених вуглепластиками при різних рівнях попереднього навантаження / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, Н.Б. Давидовський // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: НУВГП, 2011. – Вип. 22. – С. 814 – 821.
8. ISO 14130:1997 Fibre-reinforced plastic composites - Determination of apparent interlaminar shear strength by short-beam method.
9. CNR-DT 200/2004. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. – Rome, 2004. – 144 p.
10. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. ACI 440.2R-08. American Concrete Institute.
11. СП 164.1325800.2014 Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования. – М. : Минстрой России, 2015. – 52 с.
12. Смердов М. Н. Исследование несущей способности железобетонных конструкций горнотехнических зданий и сооружений, усиленных композиционными материалами, с учетом температурных факторов: автореф. дис. … канд. техн. наук : 25.00.22 / Смердов Михаил Николаевич. – Екатеринбург, 2016. – 16 с.
13. Бокарев, С. А. Экспериментальные исследования при пониженных и повышенных температурах железобетонных образцов, усиленных полимерными композиционными материалами / С. А. Бокарев, А. Н. Костенко, Д. Н. Смердов, А. А. Неровных // Интернет-журнал «Науковедение». – 2013. – № 3. – С. 1–9.

УДК 624.012.45:620.191/192

д.т.н., профессор **Карпюк В.М.,**
ассистент **Неутов А.С.,**
к.т.н., доцент **Неутов С.Ф.,**
Одесская государственная академия строительства и архитектуры

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ И НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ПРИОПОРНЫХ УЧАСТКОВ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ДЛИТЕЛЬНОМ ДЕЙСТВИИ НАГРУЗКИ ВЫСОКИХ УРОВНЕЙ

Даний аналіз впливу конструктивних факторів на напружено-деформований стан і тріщиностійкість залізобетонних балок (клас бетону, проліт зрізу, поздовжнє і поперечне армування). Отримано межу тривалої несучої здатності приопорних ділянок залізобетонних балок. Встановлено вплив тривалого навантаження високих рівнів на несучу здатність приопорних ділянок залізобетонних елементів що згинаються.

Analysis of structural factors (concrete strength class, shear span, transverse and longitudinal reinforcement) influence on stress-strain state and cracking is given. Bearing capacity of reinforced beams support sections under high-level of steady loading is found, as well as influence of previous applying such loading onto final short-term bearing capacity.

Железобетон, безусловно, еще на многие десятилетия останется основным конструктивным материалом для строительства Повышение эффективности, надежности и долговечности железобетонных конструкций невозможно осуществить без совершенствования и развития практики проектирования железобетонных элементов.

Несущая способность приопорных участков балочных железобетонных элементов, находящихся в сложном напряженном состоянии, очень часто является определяющим фактором при проектировании конструкций. Вместе с тем работа этих участков до настоящего времени остается не до конца изученной. В связи с этим в Одесской государственной академии строительства и архитектуры проводятся комплексные системные экпериментальные исследования обычных, предварительно напряженных и статически неопределимых балок постоянного и переменного по высоте сечения с учетом действия внецентренно приложенных, растягивающих и сжимающих продольных сил, а также изгибающих и крутящих моментов[1,2,3]. Однако, все вышеперечисленные исследования, как в прочем и исследования других авторов, проводились главным образом при кратковременных нагружениях.

Вышесказанное свидетельствует об актуальности исследований прочности, жесткости и трещиностойкости приопорных участков изгибаемых железобетонных элементов с учетом их длительного нагружения.

Для определения несущей, способности $\boldsymbol{V_{ult}}$ а также с целью сопоставления результатов кратковременного и длительного нагружения способности $\boldsymbol{V_{ult}}$жения, в каждой серии опытов одну из балок доводили до разрушения кратковременно действующей нагрузкой. Остальные три балки каждой серии загружали длительно действующей нагрузкой. Испытание железобетонных балок осуществлялось в соответствии с действующими рекомендациями. Всего было испытано 56 железобетонных балок.

Перед основными испытаниями были проведены предварительные эксперименты, в ходе которых было установлено, что балки загруженные в возрасте 90 суток длительной нагрузкой уровнем $0{,}98\boldsymbol{V_{ult}}$, разрушились в течении первых двух суток. Балки загруженные длительной нагрузкой уровнем $0{,}95\boldsymbol{V_{ult}}$ более чем в трети случаев разрушались в тичении первого месяца с момента окончания кратковременного нагружения. При уровне $0{,}925\boldsymbol{V_{ult}}$ – во всех загруженных балках наблюдалась относительная стабилизация роста деформаций и прогибов. По этой причине, в качестве уровней длительного нагружения были выбраны уровни $0\ ,925\boldsymbol{V_{ult}}$;$0{,}9\boldsymbol{V_{ult}}$;$0{,}875\boldsymbol{V_{ult}}$.

При кратковременном испытании нагрузка прикладывалась ступенями с 15ти минутной выдержкой на каждой ступени до разрушения или до заданного уровня нагружения. В интервалах между ступенями нагружения с помощью трубки Бринелля на поверхностях балок отслеживался процесс трещинообразования.

После достижения заданного уровня нагружения, нагрузка фиксировалась и с помощью пружинной кассеты и домкрата поддерживалась неизменной практически на протяжении всего эксперимента (450сут).

В процессе испытаний железобетонных балок как при длительном, так и при кратковременном нагружениях фиксировали нагрузку, прикладываемую к образцу, прогибы, деформации отдельных волокон бетона и арматуры. На продольную арматуру перед изготовлением образцов были наклеены тензорезиторы КФ5П1-5-200 с базой 5мм, которые позволили определять соответствующие деформации.

Учитывая длительность эксперимента, для снятия показаний с тензорезисторов, была изготовлена специальная тензометрическая станция (ТС) с помощью которой, измеряемое электрическое сопротивление, преобразовывалось в цифровой код, передаваемый на внешний компьютер по последовательному интерфейсу COM или USB2.0 (высокоскоростной режим). Измерения проводились по независимым и изолированным от систем управления и корпуса изделия каналам. Схема измерения – трехпроводная. Управление станцией осуществляли от КП при помощи специального программного обеспечения, разработанного применительно к ТС.

На **рис.1-3** представлены основные экспериментальные параметры напряженно деформированного состояния опытных образцов.

На **рис.1** приведено изменение стрелы прогибов для трех исследуемых балок с различным уровнем длительно действующей нагрузки. Из

представленных результатов следует что прогибы за время длительного нагружения выросли на 13-25%. Естественно, что с увеличением уровня нагрузки более интенсивно растет и стрела прогиба. Развитие деформаций (прогибов) при длительном нагружении условно можно разделить на три этапа. На первом этапе происходит ускоренное деформирование. Деформации проявившиеся за этот период составляют практически 80% от величины общей деформации за все время наблюдений.

На втором этапе деформирование происходит с условно постоянной скоростью, т.е. рост деформаций осуществляется практически по линейному закону. При уровне нагрузки $\eta = 0{,}875V_{ult}$ стабильно линейная часть начинается после 50 суток наблюдений. При уровне $\eta = 0{,}925V_{ult}$ - аналогичная стабильность наступает к 70 суткам. Деформации, проявившиеся на этом этапе, составляют порядка 20% от их общей величины. На третьем этапе скорость роста деформаций практически стремится к нулю (график параллелен горизонтальной оси).

На **рис.2** представлены продольные деформации крайнего сжатого бетонного волокна в пролете среза для трех исследуемых балок с различным уровнем длительно действующей нагрузки.

Результаты показывают, что за время длительного нагружения вышеуказанные деформации, выросли на 70-90%. Столь существенный рост обусловлен процессами ползучести, величина которых зависит от уровня нагрузки. Из конструктивных факторов большее влияние естественно оказывает класс бетона.

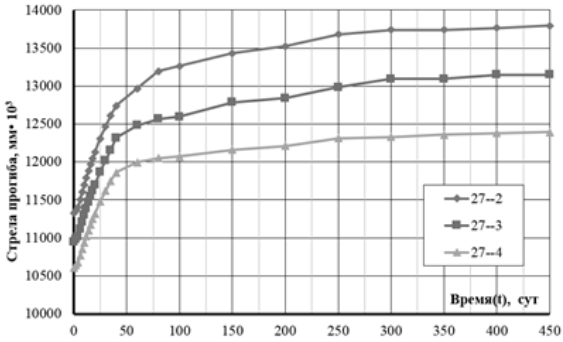


Рис. 1. Прогибы посередине длины балки при длительном нагружении

На рис.3 представлены нагельные силы в сжатой продольной арматуре в пролете среза при длительном нагружении. Из представленных результатов следует, что нагельные силы при длительном нагружении возрастают весьма существенно (до 200%), но в целом их величина, даже при столь существенном росте по-прежнему не превышает 10% от общего значения поперечной силы.

В целом, в большинстве практических расчетов пролетных конструкций с поперечным армированием, влиянием нагельных сил можно пренебречь.

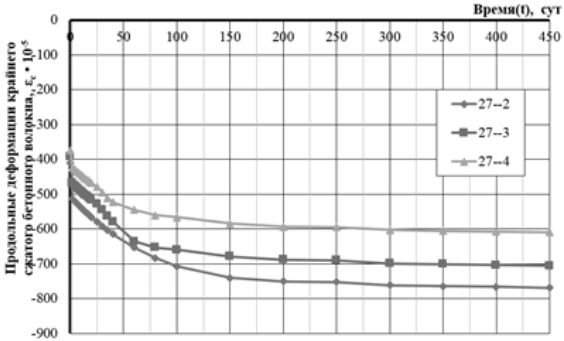


Рис. 2. Продольные деформации крайнего сжатого бетонного волокна в пролете среза при длительном нагружении

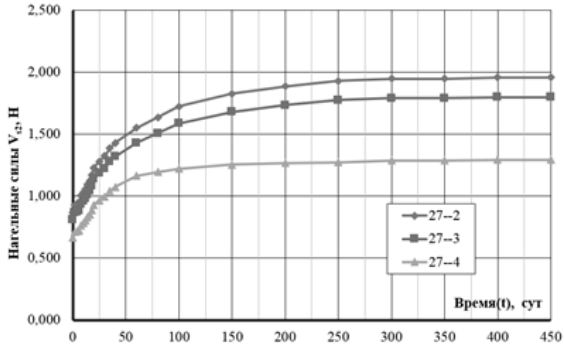


Рис. 3. Нагельные силы в растянутой продольной арматуре в пролете среза при длительном нагружении

Необходимо также отметить, что в сжатой продольной арматуре куда менее выражена тенденция к стабилизации поперечных сил – это можно объяснить значительным перераспределением напряжений в сжатой зоне над магистральной наклонной трещиной на фоне продолжающихся процессов развития и раскрытия наклонных трещин. Влияние уровня нагружения на скорость роста нагельных сил при относительно небольшом шаге величины нагрузки можно считать незначительным. Из конструктивных факторов наибольшее влияние на нее оказывает класс бетона и пролет среза.

Балки, не разрушившиеся в процессе запланированных длительных испытаний (более 80%) подвергались повторному нагружению до разрушения с целью определения несущей способности.

Следует отметить, что разрушающая нагрузка для балок предварительно нагруженных длительно действующей нагрузкой высоких уровней выросла от 7 до 27%, в зависимости от уровня нагрузки и значений исследуемых факторов

(класса бетона, пролета среза, продольного и поперечного армирования). Увеличение несущей способности связано с увеличением призменной прочности бетона и с перераспределением внутренних усилий между арматурой и бетоном.

В целом можно утверждать, что из всех исследуемых факторов, наибольшее влияние на величину возрастания разрушающей нагрузки оказывает процент рабочего армирования и класс бетона, что объясняется самой сутью процесса перераспределения внутренних усилий в железобетонных элементах. Несколько меньшее влияние оказывает поперечное армирование и пролет среза. Процент верхнего продольного армирования является самым незначительным фактором в вышеуказанном перечне.

Несмотря на то, что разрушение при догружениях наступает при больших относительных уровнях нагрузки, приращение прогибов и продольных деформаций в сжатой зоне бетона при нагружениях меньше чем аналогичные приращения при кратковременных нагружениях. Это объясняется тем фактом, что в процессе длительных нагружений «выбирается» быстронатекающая ползучесть бетона.

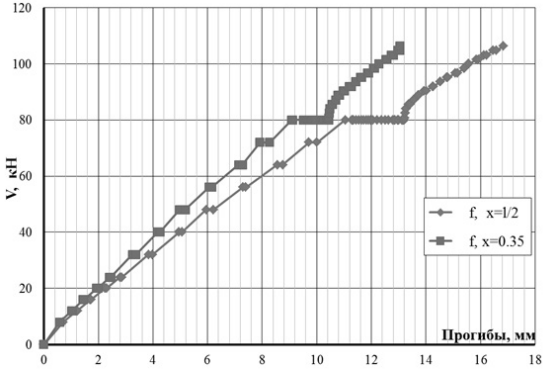


Рис. 4. Изменение прогибов посредине длины и под силой в зависимости от уровня нагрузки на протяжении всего процесса нагружения

На рис. 4 приведена динамика изменения прогибов на протяжении всего процесса нагружения (кратковременное нагружение до заданного уровня, длительное действие постоянной нагрузки и догружение до разрушения). Следует отметить, что деформирование при догружении носит более нелинейный характер, чем при кратковременном нагружении. Что касается интенсивности процессов деформирования, то они довольно близки (углы наклона графиков при кратковременном нагружении и догружении почти одинаковы). Экспериментально установлено, что в процессе догружения до разрушения ранее нагруженных балок ширина раскрытия нормальных трещин оставалась практически

неизменной, а ширина раскрытия наклонных трещин выросла в 1,2 – 1,7 раза. Новых трещины при догружениях, практически, не появлялось.

ВЫВОДЫ:

При длительном нагружении для большей части исследуемых факторов картина принципиально не отличается от кратковременного нагружения, чем выше уровень нагружения тем больше деформации и наоборот.

Безусловно, происходит перераспределение усилий и рост деформаций, вызванный ползучестью, но изменение параметров во времени относительно их значения к концу кратковременного нагружения, для большей части балок с бетоном класса **С20/25** и средним пролетом среза носит весьма сходный характер как в качественном так и в количественном отношении. В целом наблюдается давно известная тенденция: чем выше класс бетона – тем меньше, при прочих равных, влияние ползучести на длительное нагружение. На практике это приводит к меньшему относительному росту деформаций в сжатой зоне бетона и большему – в растянутой арматуре. В случае изменения пролета среза значительно меняется само распределение напряжений, механизмы деформирования и разрушения. Для балок с большим пролетом среза, фактически разрушение происходит по зоне чистого изгиба и бетон в зоне разрушения находится в одноосном напряженном состоянии.

Догружение до разрушения опытных балок, длительное время находившихся под воздействием постоянной нагрузки высокого уровня показало, что несущая способность наклонных сечений не только не снижается в результате длительного нагружения, но и повышается в среднем на 8-25% по сравнению с кратковременным нагружением.

Література

1.Дорофеев В.С. Экспериментальные исследования работы приопорных участков железобетонных балок при длительном воздействии нагрузки / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, С.Ф. Неутов, В.П. Макарук, А.С. Неутов // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. № 38. - Одеса: Тов. «Зовнішрекламсервіс». - 2010. – С. 255-262.

2. Дорофеев В.С. О влиянии конструктивних факторов на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов. / В.С. Дорофеев, В.М. Карпюк, С.Ф. Неутов, В.П. Макарук, А.С. Неутов. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. № 39, Частина 1. - Одеса: Тов. «Зовнішрекламсервіс». - 2010. - С. 186-199.

3. Дорофеев В. С. Моделирование напряженно-деформированного состояния, образование и развитие трещин в железобетонных изгибаемых элементах с помощью РК ANSYS MECHANICHAL / В.С. Дорофеев, В. М. Карпюк, А.С. Неутов, С.Ф. Неутов, В.П. Макарук // Будивельни конструкции Книга 2 Вип №78 Киев 2013 С. 40-56.

4. Dorofeev V. S. Modeing of the stress –deformed state and cracking inreinforced concrete structures using ANSYS MECHANICAL /V.S. Dorofeev, V.M. Karhyuk, O.S. Neutov, S.F. Neutov// Technical Sciences 17(2) 2014, 105-121 UNIVERSITY OF WARMIA AND MAZURU IN OLSZTUN.

УДК 624.012.25:539.431

к.т.н. доцент **Кислюк Д.Я.,** к.т.н. доцент **Задорожнікова І.В.,**
Луцький національний технічний університет

ЗМІНА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ В ДВОХШАРНІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ АРКАХ З ПОПЕРЕДНІМ НАТЯГОМ ЗАТЯЖКИ ПРИ ПОВТОРНИХ НАВАНТАЖЕННЯХ

Наведені результати дослідження роботи арок при різних режимах одноразового та малоциклового навантаження з натягом затяжки. Наведено методику розрахунку двохшарнірних залізобетонних арок із врахуванням перерозподілу зусиль при повторних навантаженнях.

There are new experimental data of two-hinged reinforced arches by the action of short-time and repeated loadings which perfected the methods of its calculation. Pre-stressing tightening reduces the maximal bending moment by 30% in the arch sections, which helps to reduce deflection and increase fracture arch.

Вступ. Залізобетонні арки широко використовуються в складі поперечних рам виробничих будівель, в різних спеціальних спорудах. Під час експлуатації арки, як і інші будівельні конструкції можуть піддаватися повторним малоцикловим навантаженням, які можуть впливати на зміну механічних характеристик матеріалів, перерозподіл зусиль між елементами арок тощо [1, 2]. В останні тридцять років дослідженням роботи арок увага не приділялася, а як показали експериментальні дослідження двохшарнірних та замкнутих залізобетонних рам, повторні навантаження суттєво впливають на прогини ригелів, ширину розкриття тріщин, внутрішній напружено-деформований стан тощо [2,3].

З огляду на наведене, поставлено задачу експериментально встановити особливість роботи двохшарнірних арок при дії на них повторних малоциклових навантажень з регулюванням зусиль і без, та порівняти їх з розрахунковими результатами.

Залізобетонні двошарнірні (статично невизначені) арки розраховують як пружні системи, приймаючи, що бетон і арматура під навантаженням

працюють як абсолютно пружні матеріали, а в самих арках у розтягнутих зонах тріщини не утворюються. Розрахунок виконують методом сил (рис. 1):

$$X_1 \cdot \delta_{11} + \Delta_{1F} = 0, \quad (1)$$

Перерозподіл зусиль в статично невизначених залізобетонних конструкціях враховують на основі методу граничної рівноваги, в якому конструкцію розглядають як складену з окремих жорстких дисків, з'єднаних між собою пластичними шарнірами. Зусилля в арці можна перерозподілити таким чином, щоб отримати найбільший техніко-економічний ефект. З точки зору статичного розрахунку це рівноцінно множенню епюр згинальних моментів від зайвих невідомих на довільний коефіцієнт або додаванню до епюри моментів від зовнішнього навантаження, визначених за пружною роботою арок, додаткових епюр перерозподілу (рис. 2).

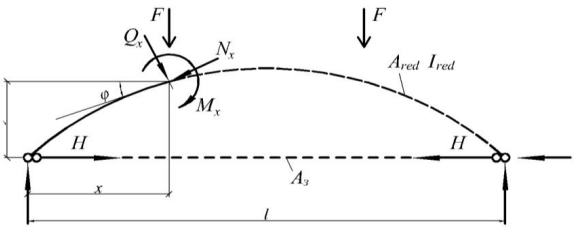


Рис. 1. Розрахункові схеми двошарнірної арки

В двохшарнірнних арках перерозподіл зусиль відбувається в перерізах верхнього поясу арки і затяжці. Штучне регулювання зусиль, відбувається шляхом попереднього напруження затяжки, що дає змогу вплинути на перерозподілу зусиль[4].

Розрахунок зусилля попереднього натягу затяжки:

$$\Delta H = \frac{M_{s1} - M_{s2}}{y_1 + y_2} \qquad (4)$$

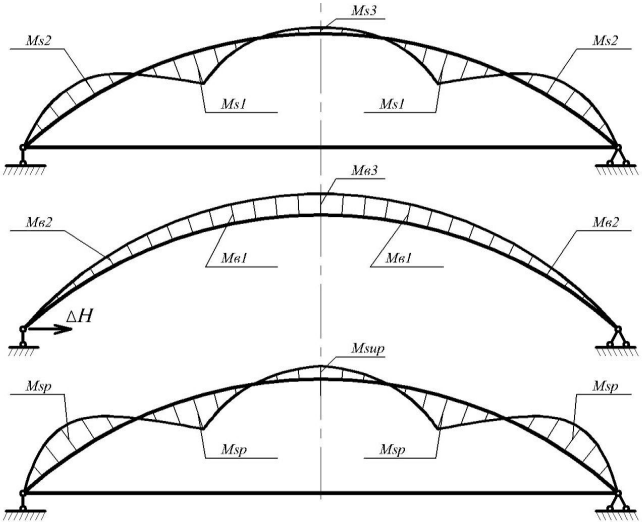


Рис. 2. Перерозподіл згинальних моментів в перерізах двошарнірної арки

Внаслідок перерозподілу зусиль максимальні значення згинальних моментів під зосередженими силами та протилежні значення моментів виявились однаковими. Це дає змогу більш економічно використати симетричне армування по всьому перерізу, знизити трудомісткість виготовлення конструкцій, покращити якість конструкцій.

На основі досліджень в будівельній лабораторії ЛуцькогоНТУ дійсної роботи двохшарнірної залізобетонної арки із затяжкою при дії повторного навантаження було вирішено детальніше дослідити вплив попереднього натягу затяжки на зусилля які виникають в арці. Було випробувано залізобетонні двохшарнірні арки, які мали загальну довжину 2160 мм зі стрілою підйому 40 см та поперечний переріз 100×140 мм [5,6].

Робота арок вивчається в гідравлічному пресі, обладнаному спеціальними траверсами. Арки випробовувалися як вільно оперті з розрахунковим прольотом l=200 см. Навантаження прикладувалося у вигляді зосереджених сил

на відстані 40 см від осі симетрії арки через траверсу гідравлічним пресом (рис. 3) [5,6].

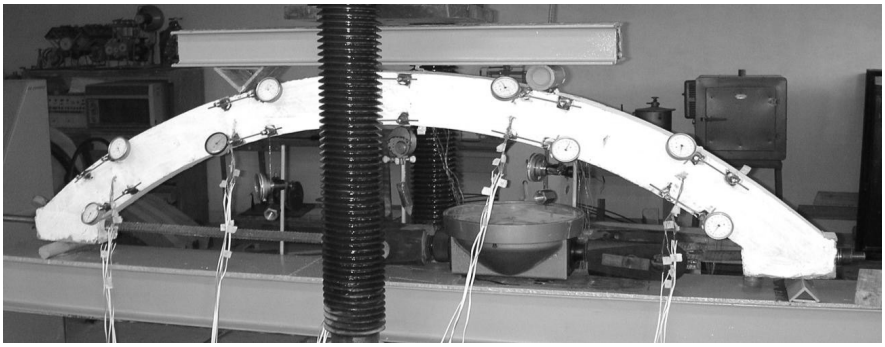
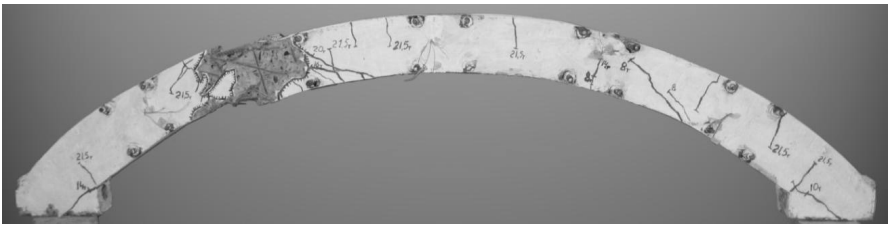
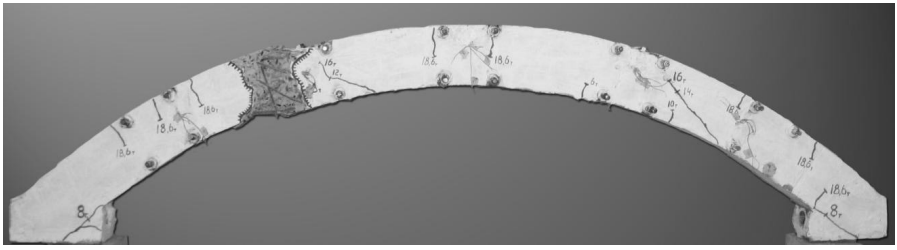


Рис.3. Схема випробування арки

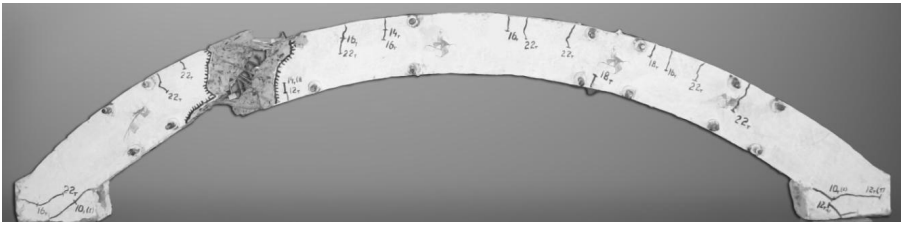
Результати експериментальних досліджень. Арка 2А-1 випробовувалась одноразовим монотонним навантаженням до руйнування, яке відбулося внаслідок роздроблення бетону на ділянці прикладання навантаження, рівного склала F_u = 106,5 кН. Арка 2А-2 також випробовувалась одноразовим навантаженням до руйнування, однак на відміну від першої в роботу арки включали попереднє напруження затяжки. Значення додаткового зусилля визначали за допомогою розрахунку із врахуванням перерозподілу зусиль, яке становило ΔH = 8 кН. Руйнівне навантаження в арці 2А-2 склало F_u = 98,0 кН. Арки 2А-3 і 2А-4 піддавали десятикратному мало цикловому навантаженню, такох з попереднім напруження затяжки. Для арки 2А-3 руйнівне навантаження склало F_u = 100,8 кН, а для арки 2А-4 – F_u = 109,5 кН. Арки руйнувалися в зоні дії максимального згинального моменту внаслідок роздроблення та зрізу стиснутого бетону (рис. 4) [6].



Арка 2А-1



Арка 2А-2



Арка 2А-4

Рис. 4. Характер руйнування арок другої серії

Попереднє напруження затяжки в арці 2А-2 дозволило перерозподілити зусилля в перерізах арки та зменшити згинальні моменти на 27,7% .

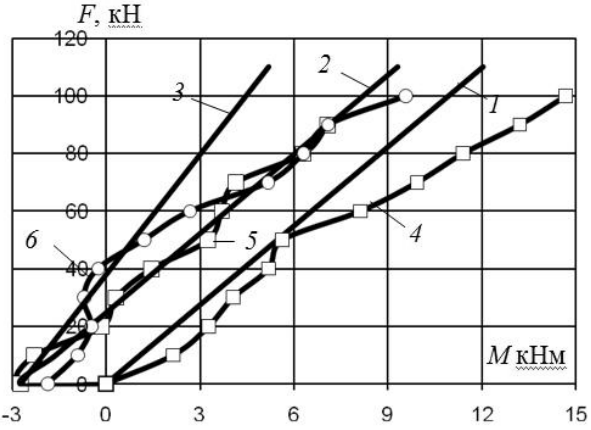


Рис. 5. Зміна згинальних моментів M при повторних навантаженнях арок другої серії: 1 – теоретичне при k_{th} = 0,928; 2 – теоретичне при k_{th} = 0,928 з ΔH = 8 кН; 3 – теоретичне при k_{th} = 1,0 з ΔH = 8 кН; 4 – в арці 2А-1; 5 – в арці 2А-2; 6 – середнє для арок 2А-3 і 2А-4

Значення згинальних моментів в арці 2А-2 з невеликим відхиленням відповідає теоретичним значенням. Після дії повторних навантажень в арках 2А-3 2А-4 моменти зменшуються до пружних значень, а на стадії руйнування збільшуються до теоретичних значень (працюють як арки першої серії) (рис.5).

В арках 2А-3 і 2А-4 попередні повторні навантаження вплинули на характер зміни зусилля в затяжках на циклі навантаження до руйнування. На перших ступенях навантаження попередній натяг затяжки збільшив напруження на ΔH = 8,0 кН, що привело до збільшення зусиль H_{exp}. Внаслідок повторних навантажень розвиток пластичних деформацій та тріщиноутворення в бетоні розпір в затяжці зменшився. При F_{cyc} = 30,0; 60,0 кН середні експериментальні значення зусилля в затяжках дорівнювали H_{exp} = 54,5 і 96,0 кН, а коефіцієнт податливості – відповідно k_{exp} = 1,017 і 0,968, а середнє значення $k_{exp,m}$ = 0,993. При перевищенні цього рівня при навантаженні до

руйнування зусилля в затяжках почало зменшуватися до теоретичного значення.

Після дії повторних навантажень розпір в затяжці зменшується, а експериментальне значення коефіцієнта податливості збільшується на 7 % і наближається до k_r = 1,0, за рахунок цього згинальний момент M збільшується, а значення поздовжньої сили N зменшується.

Аналізуючи розвиток деформацій у бетоні і арматурі, можна відмітити вплив на них повторних навантажень. В арці 1А-1 при навантаженні до руйнування, деформації в розтягнутій арматурі змінювалися майже пропорційно зростанню сили та досягли значення $\varepsilon_{s1} = 225{,}8\times10^{-5}$ (максимальні деформації арматури, які відповідають межі текучості, становлять $\varepsilon_{s0} = 314\times10^{-5}$). У стиснутій зоні деформації в бетоні та арматури збільшувалися пропорційно навантаженню до F = 70 кН, після чого інтенсивність зростання деформацій в арматурі збільшилася, а в бетоні їхня інтенсивність суттєво зменшилася.

Повторні навантаження змінили характер зміни деформацій в бетоні і арматурі при навантаженні на одинадцятому циклі. Залишкові деформації в розтягнутій арматурі та стиснутому бетоні складають до 38 % від максимальних деформацій на десятому циклі навантаження. При збільшенні навантаження у верхньому поясі арок почали виникати додаткові пластичні деформації бетону і нові тріщини, що спричинило повернення кривини до осі навантажень.

Характер деформування арки 2А-1 аналогічний арці 1А-1 деформації змінювався майже пропорційно зростанню сили. Внаслідок попереднього напруження затяжки в арці 2А-2 виник вигин протилежний до напрямку навантаження, а деформації бетону та арматури набули від’ємних значень.

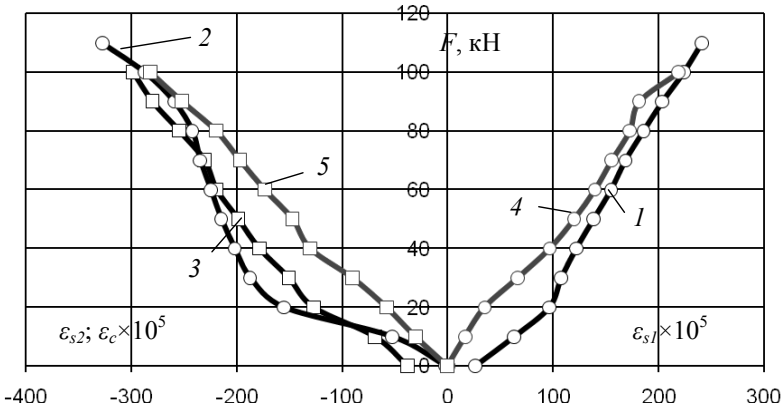


Рис. 6. Зміна деформацій бетону і арматури в арках другої серії в 2А-3: *1* – деформацій в розтягнутій арматурі; *2* – стиснутій арматурі; *3* – стиснутій зоні бетону, та в арці 2А-1: *4* – деформацій в розтягнутій арматурі; 5 – стиснутій зоні бетону

На першому ступені навантаження відбулося стрімке збільшення деформацій в бетоні та стиснутій арматурі, це компенсувало розтягувальні деформації від попереднього натягу затяжки. В подальшому приріст деформацій стабілізувався. При руйнуванні деформації розтягнутої арматури зменшились на 11 %, а деформації в бетоні відповідно збільшились, що призвело до крихкого руйнування арки.

Характер деформування арок 2А-3 та 2А-4 на першому циклі аналогічний зміні деформацій в арці 2А-2; на другому циклі відбувся різкий приріст деформацій. Потім до сьомого циклу деформації збільшувались поступово та перевищили значення відповідних деформацій в арці 2А-1 на рівні F = 60 кН. При збільшенні навантаження до F = 100 кН деформації бетону та арматури прямують до значень, визначених в арці 2А-1, яка випробовувалась без попереднього натягу (рис. 6).

При вивченні прогинів криволінійного бруса необхідно враховувати податливість затяжки та вигин внаслідок її напруження. В арках 2А-2, 2А-3, 2А-4 при напруженні затяжки до ΔH = 8 кН вигин склав f = 3,89; 4,01; 4,1 мм. Внаслідок повторних навантажень залишкові прогини в арках 2А-3 і 2А-4 склали 2,91 мм і 2,22 мм (в середньому 2,56 мм), що становить 20 % від середнього прогину на першому циклі навантаження. При монотонному навантаженні арки 2А-2 прогин на останньому ступені навантаження склав f = 5,85 мм, що на 35 % менше ніж в арці 2А-1. На одинадцятому циклі навантаження після дії повторних навантажень, при F = 60,0 кН прогини в арках 2А-3, 2А-4 склали відповідно f = 7,45; 7,23 мм, що на 14,7 % менше ніж в арці 2А-1 на рівні прикладання повторних навантажень f = 8,61 мм. При F = 80,0 кН прогин в арці 2А-1 склав f = 10,66 мм, а сумарні прогини верхнього поясу арок 2А-3, 2А-4 склали відповідно f = 12,18; 11,86 мм без врахування початкового вигину (рис.7).

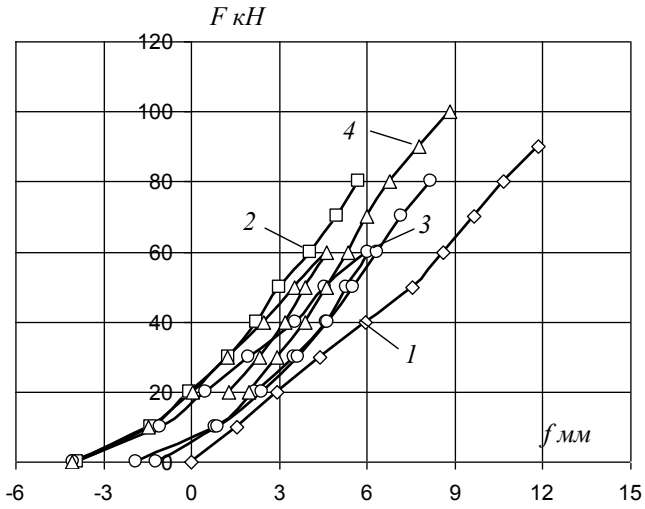


Рис.7. Залежність прогинів верхнього пояса арок від навантаження: *1* – арка 2А-1; *2* – арка 2А-2; *3* – арка 2А-3(1 - й, 11 - й цикли); *4* – арка 2А-4(1 - й, 11 - й цикл)

Прогини в арках при повторних навантаженнях, які піддавались напруженню затяжки на першому ступені навантаження, переважають над прогинам в арці без попереднього натягу. За рахунок початкового вигину елемента кінцевий прогин зменшується на 35 % при монотонному навантаженні та на 14,7 % – при повторних навантаженнях, на рівні 60 % від руйнівного значення, а сумарний прогин близький один до одного.

Висновок. Попереднє напруження затяжки впливає на напружено-деформований стан в нормальному перерізі арки, зменшується максимальний згинальний момент до 30% в перерізах арки, що сприяє зменшенню прогину та збільшенню тріщиностійкості арки. Встановлено, що попередній натяг затяжки, який визначений з умов граничної рівноваги, зменшує кінцевий прогин арки на 35 % при монотонному навантаженні та до 15 % – при повторних навантаженнях, на рівні 60 % від руйнівного значення.

Література

1. Барашиков А.Я. Расчет железобетонных конструкций на действие длительных переменных нагрузок / Барашиков А.Я. / Киев: Будівельник, 1977.- 156 с.
2. Бабич Є.М. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень / Бабич Є.М., Крусь Ю.О. /: Монографія. - Рівне: Видавництво Рівненського державного технічного університету, 1999.- 119 с.
3. Бабич Є.М. Вплив повторних навантажень на роботу замкнутих залізобетонних рам / Бабич Є.М., Філіпчук С.В. / Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів і конструкцій: Збірник наукових праць. – Львів: Каменяр, 2007. – Випуск 7. – С. 167 – 172.
4. Кислюк Д.Я. Вплив попереднього напруження затяжки на перерозподіл зусиль в двохшарнірних залізобетонних арках при повторних навантаженнях / Кислюк Д.Я. // Наукові нотатки. Міжвузівський збірник. Луцьк: РВВ ЛНТУ. – 2014. Вип. 44. – с. 131-136
5. Кислюк Д.Я. „Дослідження прогинів двохшарнірних залізобетонних арок з регулюванням зусиль в затяжці при дії повторних навантажень”.// Кислюк Д.Я. / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди Збірник наукових праць Випуск 18 - Рівне : НУВГП, 2009р. – С. 215 – 220.
6. Кислюк Д.Я. „Дослідження роботи двохшарнірних залізобетонних арок при повторному навантажені з попереднім напруженням затяжки” / Кислюк Д.Я. /. Містобудування та територіальне планування: Науково-технічний збірник Випуск №33 – Київ: КНУБА, 2009. – С. 186-194.

УДК – 728.2.05+725.381+711.553

Канд. арх., доц. **Книш В. І.,**
Маг. арх., асп. **Іщенко І. О.,**
Архітектор, доц. **Клевак І. О.,**
Київський національний університет будівництва і архітектури

ФУНКЦІОНАЛЬНО-КОНСТРУКТИВНІ ТА ОБ'ЄМНО ПРОСТОРОВІ ПРІОРИТЕТИ В ДИНАМІЦІ ФОРМУВАННЯ ІДЕЙ РАЦІОНАЛЬНОГО СТРУКТУРУВАННЯ БАГАТОКВАРТИРНОГО ЖИТЛА З ВБУДОВАНО-ПРИБУДОВАНИМИ ПАРКІНГАМИ

В статті на основі аналізу декількох авторських проектів побудованих або підготовлених до будівництва багатоквартирних житлових комплексів розглянуто питання формування спеціальних вбудовано-прибудованих споруд нежитлового призначення. Особливу увагу автори приділили планувальним, технологічним, конструктивним та об'ємно-просторовим аспектам створення підземних та надземних паркінгів в діапазоні від 1-го до 4-х рівнів, а також питанню формування громадського простору позаквартирного використання.

On the basis of analysis of several authors' projects of apartment complexes, which were built or prepared for the construction, the issue of formation of special integrated-attached non-residential facilities is considered.

Вступ

Створення сучасного багатоквартирного житла при забудові столиці та інших великих міст України відбувається за сценарієм поступового ускладнення його об'ємно-просторової та конструктивно-планувальної структури. Поряд з будинками, які будуються за, умовно кажучи, традиційною схемою формування багатоквартирного висотного житла – у форматі створення різноповерхових будинків, з першого до останнього поверху «зайнятих» квартирами, – все більш частіше з'являються об'єкти з будовано-прибудованими приміщеннями нежитлового призначення та напівпідземними і підземними паркінгами в межах, або навіть за межами, площі забудови висотної частини будівель. При цьому вимушена необхідність розширення та заглиблення підземного простору задля зберігання транспортних засобів не завжди є економічно доцільною – з огляду на значне ускладнення вирішення

технічних проблем по захисту підземної частини будівель від тиску ґрунтових вод як на стадії будівництва, так і в процесі подальшої їх експлуатації. Та не зважаючи на значні додаткові витрати на створення загально-громадського простору під землею, будівництво вбудовано-прибудованих паркінгів продовжує активно розширюватись. Підземні паркінги не роблять вбудовано-прибудованими при будівництві деяких будинків або житлових комплексів лише коли є місце для розташування поруч відокремлених багаторівневих автостоянок, а також коли йдуть на відверте порушення діючих нормативів. Подібне будівництво всупереч законодавству сприяє появі на ринку низького за рівнем комфорту багатоквартирного житла. Але навіть якщо проектом передбачене окреме розташування споруд для паркування автотранспорту, це ще не гарантує, що вони будуть побудовані. Подекуди їх планують на другу чергу й завжди є загроза, що це ніколи не відбудеться, бо важко навіть уявити ступінь ризику не повернути витрачені кошти на їх будівництво з огляду на високу собівартість створення таких об'єктів, ціну продажу машино-місця в контексті низької купівельної спроможності громадян.

Вищезазначені тези підтверджуються наступними фактами. В рамках дослідження містобудівної ситуації м. Києва був проведений аналіз (виконав аспірант І. Іщенко) на предмет виявлення негативних урбаністичних факторів. Для попередньої оцінки був вибраний «спальний» 4-й мікрорайон житлового масиву Позняки Дарницького р-ну. Згідно з отриманими результатами аналізу, близько 17% території мікрорайону на даний момент зайнято відкритими автостоянками і близько 13% – занедбана територія та «багаторічні» пустирі. Частина автостоянок організовано мешканцями будинків на прилеглих до помешкань територіях (вимушений захід, враховуючи нестачу споруд для зберігання автотранспорту). Але також існує вагома частина «парковок» (створених недобросовісними індивідуумами для «знімання» зиску), що займають корисні площі мікрорайону, на яких могли б бути побудовані школи, дитячі садки, інші інфраструктурні об'єкти мікрорайону або насаджені сквери

та місця відпочинку й занять спортом. Без сумніву, на затвердженому Генплані забудови такі об'єкти існують, але натомість маємо екологічно-небезпечні «полігони» (що займають третину території!), з приводу легальності яких можна посперечатися. Проте, це справа іншого дослідження. До того ж слід зазначити, що в 4-му мікрорайоні існує лише один підземний паркінг під будинком на вулиці О. Пчілки, 5 на 110 машино-місць та один окремо розташований підземний паркінг на 47 боксів в структурі торговельно-офісної будівлі на проспекті П. Григоренка, 5А. І це не дивлячись на те, що велика частина будинків побудована при діючих вимогах ДБН щодо необхідності влаштування споруд для постійного зберігання автомобілів, з яких пріоритетними являються саме підземні та комбіновані паркінги (в тому числі в структурі житлових будинків) [4]. Таке легковажне відношення автовласників, забудовників й чиновників до середовища проживання створює екстремальні умови, що призводять до нераціонального використання територій, дискомфорту існування та погіршення екологічного стану мікрорайонів та міста в цілому. А цього можна уникнути, активно впроваджуючи в практику будівництва освоєння підземного простору з метою влаштування підземних автостоянок (як окремо-розташованих, так і вбудовано-прибудованих) та створюючи інтегровані об'єкти житла із розвинутим подвір'ям.

Але віддаючи данину перевагам будівництва окремо розташованих об'єктів зберігання автомобілів, яке є набагато екологічно-безпечним для мешканців мікрорайону в цілому та кожної квартири зокрема, а також конструктивно-планувальним перевагам будівництва житла, формування наземних поверхів якого не залежить від конструктивного рішення паркінгу, вимушені констатувати, що без використання вбудовано-прибудованих підземних «етажерок» в якості автостоянок під житловим об'єктом не обійтись і на сучасному рівні розвитку будівельного бізнесу. Цей засіб є майже універсальним та найбільш ефективним для задоволення нормативних вимог. При цьому на практиці сучасному проектувальнику доведеться майже щоразу

приймати «вимушені» конструктивно-планувальні рішення задля більш-менш природного об'ємно-просторого поєднання надземних та підземних структур будівлі в контексті необхідності подолання штучно-створеної проблеми та розбіжностей їх параметрів з можливим:

- погіршенням планувальної структури квартир;
- звуженням конструктивних кроків та погіршенням пропорцій житлових приміщень;
- нераціональним використанням підземного простору для щільного розміщення автотранспорту;
- надмірним розшаруванням несучого конструктиву підземної частини будівлі;
- технологічним та функціональним ускладненням експлуатації «планувально-вимушеної» структури підземного паркінгу тощо.

Для ілюстрації принципів можливого подолання існуючих проблем в інтегрованому поєднанні декількох функцій має сенс розглянути низку запроектованих та побудованих під керівництвом архітектора В.І. Книша об'єктів багатоквартирного житла з вбудовано-прибудованими підземними паркінгами. Аналіз деяких об'єктів, які будуть наведені нижче, вже опубліковані [1, 3] або чекають наступних публікацій. Тому для більш цілеспрямованого розкриття запропонованої теми пропонується зосередитись лише на підземних рівнях об'єктів багатоквартирного житла з огляду на принципи створення підземного простору функціонально-обумовленого призначення.

Беззаперечно, найкращим для утворення підземного паркінгу є його, умовно кажучи, «вбудована модифікація» – пляма забудови паркінгу майже повністю співпадає з плямою забудови житлового об'єкта. Для формування об'ємно-просторової структури паркінгу така диспозиція дозволяє більш ефективно долати підпір підземних вод та забезпечити кращу «герметизацію» (гідроізоляцію) підземних рівнів будівлі. Для формування житлової надземної

структури об’єкта необхідність забезпечення технологічно-обумовлених параметрів ширини проїзду та нормативних габаритів окремих машино-місць також є важливим, оскільки ці розміри визначають загальну ширину корпусу, а отже й на «глибину» кожної квартири.

Приклад № 1

На рис. 1 надане зображення будівлі, яка розташовується в Подільському р-ні м. Києва в межах квартальної забудови вулиць Межигірської, Волоської та Щекавицької (буд. №30/39).

Цей побудований 15-секціний будинок був сформований з однієї дев’ятиповерхової секції по центру створеного курдонеру та семиповерхових рядових і кутових секцій з мансардами. Побудоване таким чином багатоповерхове житло трохи відрізняється від задуманого на рівні ідеї, бо замість створення дворівневого паркінгу в межах ширини корпусу (середній розмір перевищує 18 м) було вимушено здійснено будівництво одноріневого паркінгу в габаритах, що виходили за пляму забудови. З метою запобігання будівництву «у воді» долини р. Дніпро та проведенню надскладних інженерних робіт по створенню і гідроізоляції підземного рівня, а також задля скорочення витрат на відкачку води, авторським колективом було винайдено дане компромісне рішення нормативного забезпечення машино-місцями при вимушеному будівництві одноріневого вбудовано-прибудованого паркінгу. Розглянутий приклад продемонстрував можливості як лише з використанням об’ємно-планувальних заходів знайти найбільш раціональне вирішення проблеми. Конструктивна частина проекту в даному випадку була обмежена необхідністю вирішення чисто традиційних інженерних питань, які майже нічим не відрізняються від тих, з якими стикаються в проектуванні 7-9-поверхового житла з підвалом.

а) б)

в) г)

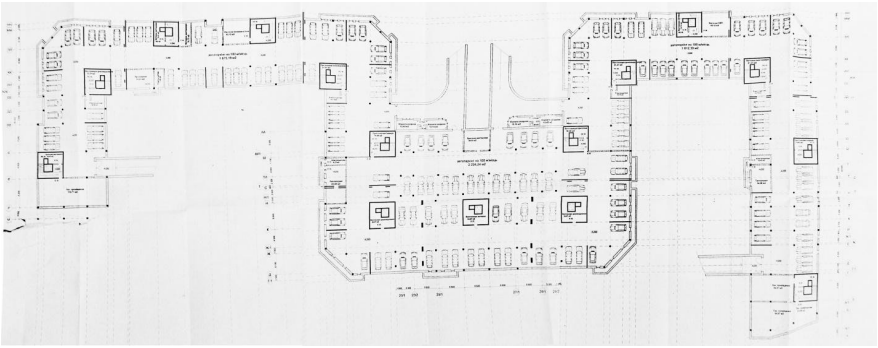
д) 

Рис. 1 Житловий будинок на вул. Шекавицькій, 30/39:
а, б, в, г) в'їзди-виїзди паркінгу житлового комплексу (фото автора);
д) план вбудовано-прибудованого паркіну.

Приклад № 2

А що коли не можна обійтись якимось об'ємно-планувальним винаходом вирішення проблеми влаштування під житловим об'єктом багаторівневого паркінгу? Для відповіді на це питання можна навести приклад побудованого в Дніпровському р-ні м. Києва на бульварі Перова на перехресті з проспектом Алішера Навої 20-24-поверхового житлового комплексу (арх. В. Книш,

І. Клевак, Ю. Коробка), до складу якого увійшли точковий об'єкт острівного типу та трисекційна житлова будівля лінійного типу (рис. 2).

Виконуючи вимоги щодо будівництва багатоквартирного житла з підземним паркінгом на будь-якій ділянці виникає питання: на скільки доцільно з економічної точки зору виконання цих вимог з урахуванням технічних і фінансових затрат. В кожному окремому випадку ми маємо різні умови, які тягнуть за собою ряд проблем, вирішення яких стає не тільки додатковим навантаженням на здійснення цієї задачі, а й має наслідки, які за межами проектування даного об'єкта. Такими наслідками, по-перше, є руйнування геологічної основи суміжних ділянок – існуючих будівель, озер, паркових зон тощо.

На вільній від забудови ділянці проектується багатоквартирне житло; поряд знаходяться п'ятиповерхові будинки, які майже півстоліття стоять на стрічковому фундаменті поряд з лісовою смугою на перехресті пр-кту А. Навої та бул. Перова. Замовник замовляє найбільш вигідне для нього будівництво – 25-поверхові будинки з підземним паркінгом. Постає питання геологічних вишукувань на можливість розташування такого об'єкта, який відповідає потребам населення та вимогам законів. З'ясовується, що підземні води так високо підходять до поверхні землі (на -3.06 м), не враховуючи весняних повеней. Виникає питання: як заглибитись підземним паркінгом на -10.1 м (для того щоб задовольнити всі вимоги забезпечення машино-місцями, на даній ділянці під забудову необхідне влаштування двоповерхового паркінгу), коли підземні води такі високі. Рішення КМДА непохитне: чи так, чи не як. Замовник, враховуючи всі затрати, які понесе в даному випадку, вирішує далі не призупиняти проектування і наважується йти далі, бо має бажання побудувати житловий комплекс. Для виконання такої задачі – заглибитись майже в воду, не зруйнувати сусідні пятиповерхівки та досягти мети – було вирішено притягти всі можливі сучасні інженерні засоби, існуючі у світі. Так було залучено до розробки влаштування котловану та будування «підводного

паркінгу» закордону фірму, яка спеціалізується на підземних роботах (польсько-німецька фірма «KELLER»). За розрахунками та аналізом геологічної ситуації було розроблено шпунтове огородження котловану по всьому периметру забудови з анкерним триманням з врахуванням утримання ґрунту та підпору води. Також при цьому використовувалось постійне відкачування води. Анкери, які підтримували шпунтове огородження, розраховані лише на півтора роки. Далі утримання шпунтового огородження 10-метрового котловану приймав на себе ростверк, який відокремлював підземну частину будинку від надземної. Гідроізоляція виконувалась із зовнішньої та з внутрішньої сторін конструкцій закордонними фірмами, які надавали гарантію 25 років. Робота по виконанню будівельних робіт шпунтового огородження потребувала відведення води та виконання дренажної системи на всьому будівельному майданчику. Не можливо було зволікати: кожен будівельний процес залежав від виконання робіт попереднього етапу згідно проекту виконання робіт, який був розроблений як чіткій графік роботи всіх виконавців даного об'єкта.

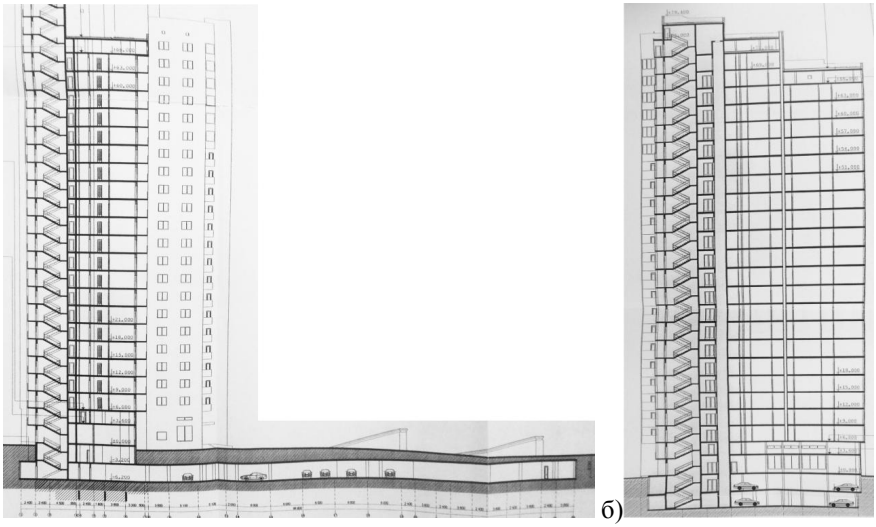
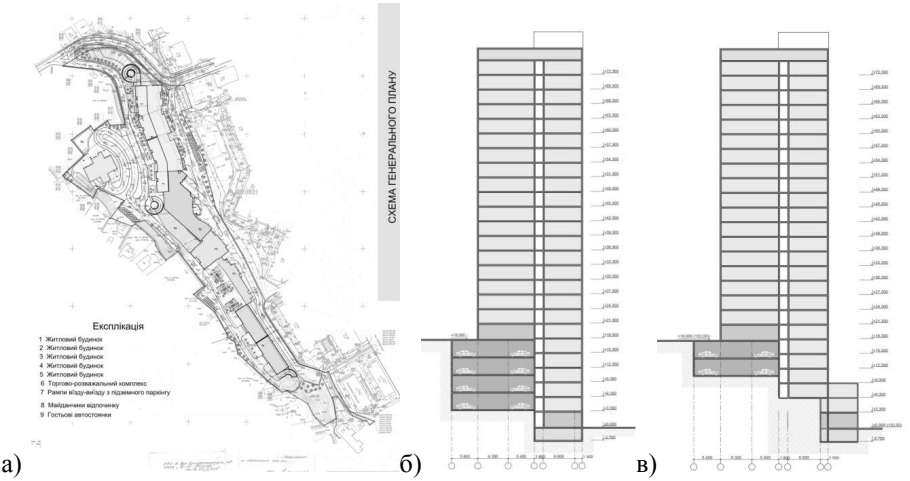


Рис. 2 Житловий комплекс на бул. Перова:
а) розріз, вар. 1 (1-рівневий паркінг); б) розріз, вар. 2 (2-рівневий паркінг).

Приклад № 3

Наступним вартим уваги проектом багатоквартирного житла з вбудовано-прибудованими підземними паркінгами є житловий комплекс на вул. Кондукторській у Солом'янському р-ні м. Києва. Найбільш цікавим цей об'єкт є тим, що будівництво більш ніж 60 тис. м^2 загальної площі квартир в його структурі було б неможливим без влаштування багаторівневого підземного простору, створеного для розміщення індивідуальних транспортних засобів мешканців комплексу. Основним поясненням цьому є крутий рельєф місцевості на ділянці, що надана під будівництво, з перепадом відміток висот більш ніж 20 м. З метою заповнення цього перепаду та формування горизонтальної платформи під будинками коридорної, секційної та острівної структури над східним схилом Батиєвої гори найкращим виноходом було влаштування багаторівневого підземного паркінгу і прибудованих до нього ззовні об'ємів житлових та офісних приміщень з односторонньою орієнтацією і торговельно-розважального комплексу (рис. 3).



а) б) в)

Рис. 3 Проект багатоквартирного житлового комплексу на вул. Кондукторській:
а) генеральний план забудови; б) схема-розріз розміщення будівлі на рельєфі (вар. 1 – з 4-рівневим паркінгом); в) схема-розріз розміщення будівлі на рельєфі (вар. 2 – з 2-рівневим паркінгом).

Автостоянки призначені тільки для постійного зберігання автомобілів, що належать мешканцям житлового комплексу. Загальна кількість місць у 4-рівневому паркінгу становить 596 машино-місць (біля 30 м^2/маш.місце) із розрахунку на 1058 квартир у комплексі (1-й варіант проектного рішення), або в разі влаштування 2-рівневих підземних стоянок – 310 машино-місць (біля 30 м^2/маш.місце) із розрахунку на 1050 квартир у комплексі (2-й варіант проектного рішення). В'їзди та виїзди з підземного паркінгу запроектовані з боків житлових будинків. На виїздах із кожного рівня на загальні рампи передбачені тамбур-шлюзи, обладнані воротами з автоматичним відкриванням.

Розробка 2-го варіанта проекту зі зменшеною кількістю місць для паркування була викликана наступними факторами:

- сумніви замовника з приводу можливості реалізації майже 600 машино-місць;
- більш раціональне вирішення проблеми утилізації ґрунту при виконанні земельних робіт;
- конструктивне вдосконалення першого варіанта проектного рішення із заміною 15-метрової шпунтової стіни з буро-набивних паль діаметром 1200 мм на 9-метрову (діаметр паль 1000 мм) шляхом утворення додаткової підземної тераси.

В обох варіантах проекту головною несучою конструкцією будівлі є монолітний просторовий безригельний каркас по рамно-в'язевій схемі. Цільова функція сходово-ліфтових стовбурів – сприйняття основного масиву навантажень та забезпечення просторової жорсткості та стійкості всієї системи. Одночасно цей стовбур відіграє роль пружної основи для спирання на неї плит перекриття.

Нижче (див. рис. 4) графічно відображені етапи підготовки території під будівництво, створення підпірних шпунтових стін, формування терас, влаштування пальового поля та ростверків, створення підземних вбудовано-

прибудованих приміщень та початок будівництва надземної частини житлового комплексу.

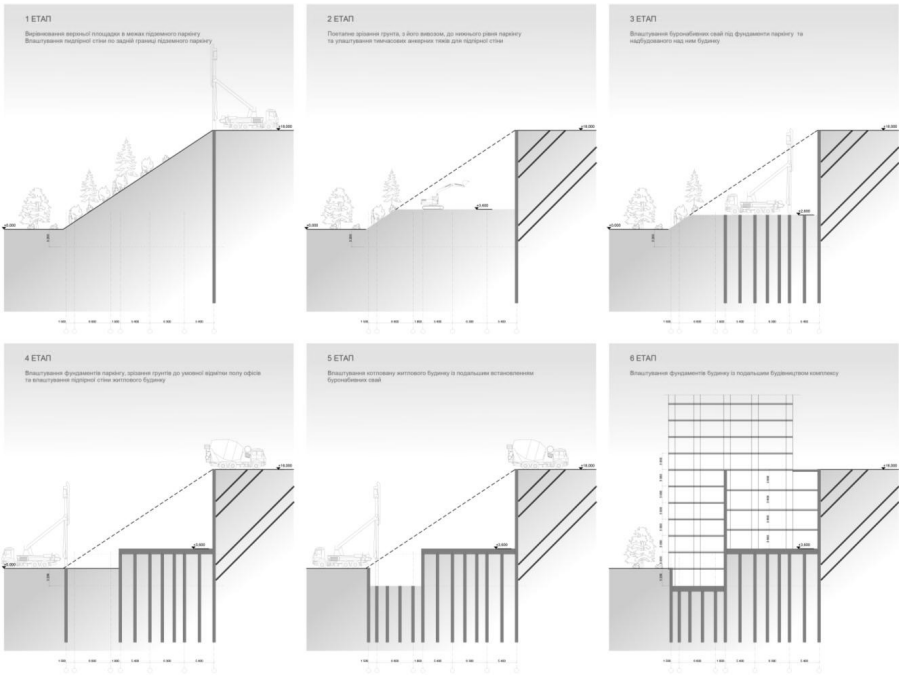


Рис. 4 Початкові етапи будівництва житлового комплексу по вул. Кондукторській та схема влаштування підземного паркінгу.

Наведений вище інформаційний блок в сукупності зі схемами, що зображують принципи формування підземного простору, повністю підтверджують доцільність формування багатоквартирного житла в умовах забудови територій на схилах, навіть якщо рельєф має значні перепади висот. При цьому заповнення підземного простору паркінгами не тільки вирішує проблему зберігання автотранспорту, але і створює можливості для поступового нівелювання тиску ґрунту на огороджуючі конструкції під землею. Архітектурно-конструктивна структура вбудовано-прибудованих автостоянок, яка поєднує жорсткість контрфорсів (пілонів, що розділяють простір паркінгу на машино-місця), монолітних плит перекриття на всіх підземних рівнях та

огороджуючої шпунтової стіни з буро-набивних (буро-січних) паль, перетворює процес створення об'єктів на схилах у відносно економічно-обгрунтоване будівництво. Тим паче з огляду на те, що в перспективі залишається все менше пласких рівних ділянок під забудову, особливо на територіях, що наближені до центрів великих міст.

Але, якщо розглянути новостворюваний об'єкт в ракурсі визначеної доцільності «заповнення» житлом і офісними та громадськими приміщеннями зовнішньої нижньої частини комплексу ще до відмітки верхнього подвір'я, в певному сенсі можна також стверджувати, що найбільше підвищення вартості його будівництва слід очікувати лише за рахунок технологічної недосконалості проведення підготовчих робіт (рис. 5). Щодо матеріальних витрат на влаштування фундаментів і підземного багаторівневого паркінгу, в порівнянні з традиційним будівництвом, ці затрати можна очікувати доволі зіставлюваними.

Рис. 5 Візуалізація житлового комплексу та подвір'я нижнього рівня на вул. Кондукторській.

Приклад № 4

Немає мабуть необхідності суперечити широко розповсюдженому погляду, що в різноманітті особливостей містобудівних ситуацій не існує ніяких обмежень. А також що інколи трапляється навіть на плоских ділянках, виділених під будівництво, використовувати засоби об'ємно-планувального формування новостворюваних об'єктів у набагато складнішому структуруванні,

порівняно з традиційними, а також з розглянутим вище прикладом. Не завжди, як і у варіанті будівництва житлового комплексу на бульварі Перова, є сенс заглиблюватись в землю для організації багаторівневих підземних автостоянок. Чому? По-перше, через небажання збільшувати витрати на їх будівництво в складних геологічних умовах. А по-друге, з огляду на необхідність формування єдиного загального громадського простору в контексті цілісної забудови території, яка, наприклад, може бути розділена в нерівній пропорції вулицею районного значення й де при створенні нового самодостатнього житлового комплексу неможливо сформувати рівноцінне за рівнем комфорту подвір'я з лівої та правої сторони вулиці в межах виділених для цього територій під будівництво.

Для ілюстрації того, як подібна задача може бути вирішена практично, необхідно розглянути проект забудови кварталу житловим об'єктом з приміщеннями соціальної інфраструктури на вул. Соціалістичній в Солом'янському р-ні м. Києва. Автори даного проекту, який передбачений до реалізації в недалекому майбутньому, архітектори В. Книш, Б. Нечволодов, О. Мельник, Д. Данилко, О. Єдрьонкіна, на місці морально та фізично застарілої 3-4-поверхової забудови 50-х років минулого століття на замовлення комунального підприємства Спецжитлофонд запропонували створення єдиного інтегрованого житлового комплексу із забудовою лівої сторони вул. Соціалістичної та розташованого праворуч від неї кварталу. Для переселення мешканців з будинків, які знаходились по лівій стороні вулиці, авторський колектив розробив проект реконструкції будівлі на вул. Мартиросяна, який вже реалізовано й будівля здана до експлуатації (рис 6). За реалізацію даного проекту реконструкції автори отримали диплом лауреатів НСАУ в 2016 році.

Необхідно зазначити, що не заради реклами наведена ця ілюстрація, а лише для того, щоб підкреслити серйозність намірів замовника щодо реалізації забудови на вул. Соціалістичній у незвичному для Києва та інших великих міст

України форматі об'ємно-просторової організації багатоквартирного житла з вбудовано-прибудованими паркінгами та іншими об'єктами нежитлового призначення.

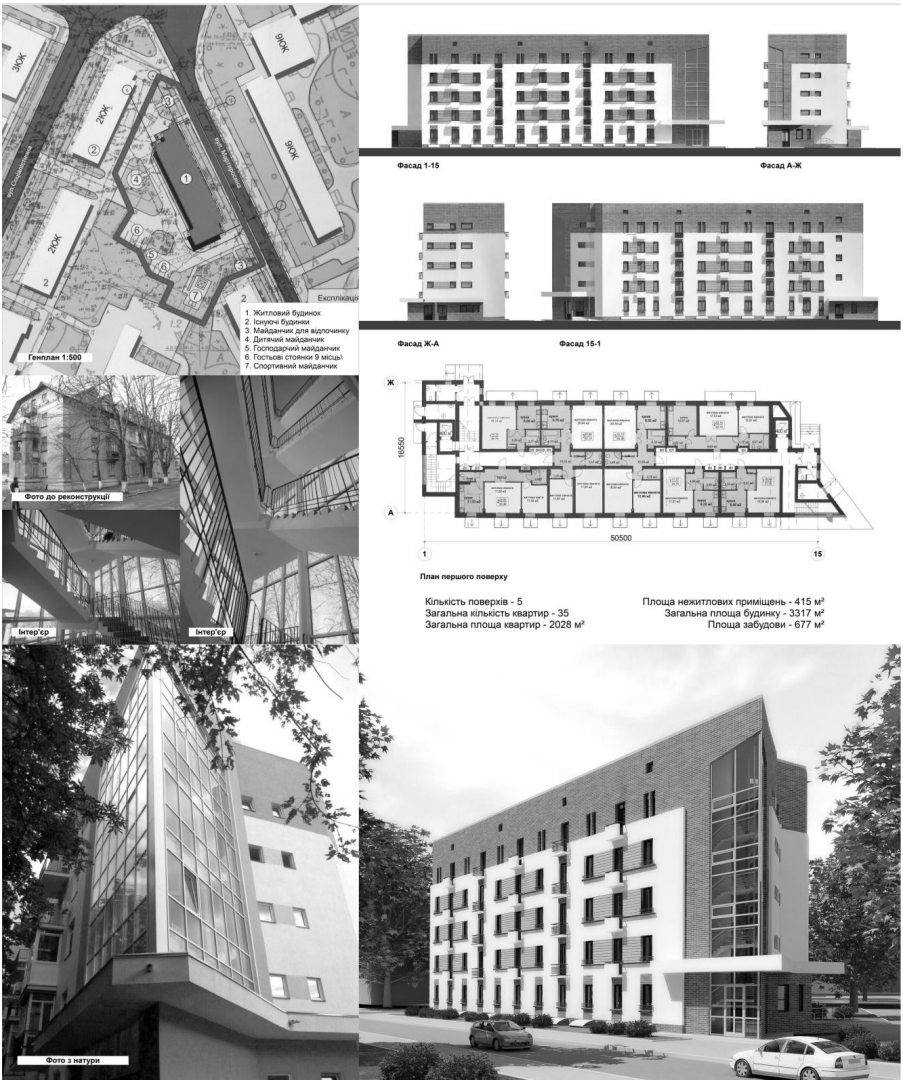


Рис. 6 Реконструкція житлового будинку на вул. Мартиросяна, 5 в Солом'янському р-ні м. Києва. Експозиційний матеріал, наданий на конкурс НСАУ 2016 р.

Оскільки реконструкція будівлі на вул. Мартиросяна фактично планувалася як перша та обов'язкова черга реалізації всього проекту, без якої не можливо було б розпочати «розчистку» території під будівництво багатоквартирного житла. В чому полягає оригінальність запропонованої ідеї створення інтегрованого комплексу? Це можна побачити на рис. 7, де, окрім загальних візуалізацій комплексу, наведені його основні розрізи, які надають можливість оцінити творчий задум авторів проекту.

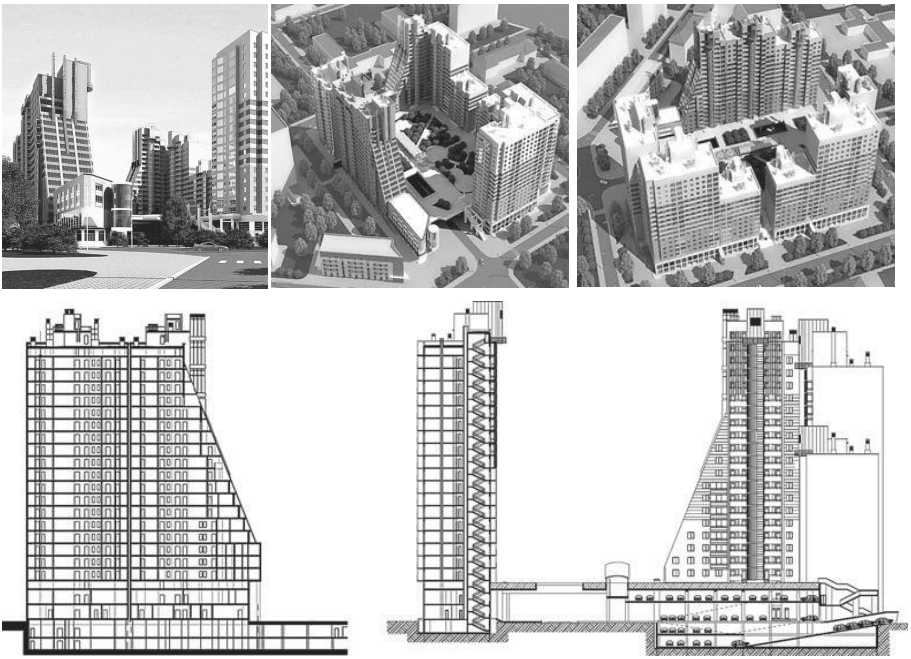


Рис. 7 Житловий квартал з приміщеннями соціальної інфраструктури по вул. Соціалістична, Київ (проектна пропозиція – загальний вигляд та розрізи). Архіт-ри В. Книш, Б. Нечволодов, О. Мельник., І. Клевак, інж.-констр. Г. Макаров

Наведені вище ілюстрації дають змогу оцінити масштабність та урбаністичність майбутньої забудови в контексті значного ущільнення території кварталу, які обумовили необхідність розширення громадського позаквартирного простору для влаштування багаторівневих паркінгів та

«звільненого» від забудови подвір'я. Неминучі конструктивно-технологічні ускладнення при значному заглибленні вбудовано-прибудованих паркінгів під землю задля досягнення нормативної кількості місць для зберігання автомобілів та необхідність об'єднання прибудинкової території по обидва боки вулиці вимусили підняти платформу подвір'я майже на 10 м та «розпластати» її над усією незабудованою частиною кварталу. Це дозволило з'єднати сформоване подвір'я із розташованим ліворуч багатоквартирним будинком за допомогою спеціально побудованих для цього містків. В якості експерименту проектом передбачалася можливість локального утворення газонів на штучно створеній платформі за рахунок збільшення висоти балок перекриття й розміщенням поміж ними відповідних залізобетонних ємностей, засипаних ґрунтом.

Таке підсилене конструктивне рішення платформи з використанням вертикальних діафрагм жорсткості також дозволило витримувати значні вагові та динамічні навантаження для забезпечення пожежогасіння та порятунку людей зі застосуванням відповідного протипожежного автотранспорту, доступ якого до подвір'я був передбачений проектом через спеціальні апарелі. Для паркування гостьових автомобілів та тих, яким не вистачило місця під платформою подвір'я, планувалося над наземним рівнем влаштувати ще один додатковий поверх для зберігання авто. При цьому заїзд індивідуального транспорту на зовнішнє подвір'я не передбачався, але забезпечувалася можливість під'їзду карет швидкої допомоги, таксі та технологічного транспорту до вхідних груп житлової частини на рівні земної поверхні з боку прилеглих до комплексу вулиць.

Висновок

Таким чином, комплексно вирішуючи задачу будівництва масштабного багатоквартирного житла шляхом проектного експериментування, були визначені принципи формування його нежитлової частини громадського призначення. Разом з ними засоби, які були проаналізовані у вищенаведених

прикладах, дозволяють стверджувати, що будівництво в кожній конкретній містобудівній ситуації потребує винаходу індивідуального вирішення проблеми. Не завжди є необхідність значно ускладнювати конструктив будівлі для забезпечення всіх нормативів. Подекуди можна вирішити проблему, винайшовши свіжу архітектурну ідею. У будь-якому разі проблем, які не можна вирішити майже не існує. Лише залишається питання: якою ціною? З метою більшої економічної вигоди, найкращим буде при створенні ідеї органічне поєднання як конструктивних переваг сучасних технологій будівництва, так і оригінальності архітектурних підходів у формуванні об'ємно-просторової структури майбутніх об'єктів.

Джерела

1. Книш, В.І. Архітектурне проектування житла. Нотатки з досвіду архітектора-практика [Текст] // Навчальний посібник / В.І. Книш. – К.: КНУБА; А+С, 2012. – 176 с.: іл.
2. Автостоянки і гаражі для легкових автомобілів: ДБН В.2.3-15-2007. Офіц. вид. – К. : Укрархбудінформ: Мінбуд України, 2007. – 37 с. – (Державні будівельні норми).
3. Книш, В.І. Житлове будівництво в центрі: надприбутки, збереження екології і комфорт у протиріччі інтересів / В.І. Книш // Сучасні проблеми архітектури та містобудування: Наук.-техн. збірник / Відпов. ред. М.М. Дьомін. – К., КНУБА, 2015. – Вип. 40. – С. 370 – 377. Українською мовою.
4. Державні будівельні норми. Містобудування. Планування та забудова міських та сільських поселень: ДБН 360-92**. – [На заміну ДБН 360-92*; чинні від 2002-04-10]. – К.: Держбуд України, 2002. – 114 с. – (Державні будівельні норми).

УДК 624.072.2

к.т.н., проф. **Коваль П.М.,**
Національна академія образотворчого мистецтва і архітектури, м. Київ,
магістр, асист. **Гримак О.Я.,**
Національний університет «Львівська політехніка», м. Львів

НОРМАТИВНЕ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ПРОЕКТУВАННЯ БЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ТРАНСПОРТНИХ СПОРУД, АРМОВАНИХ БАЗАЛЬТОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ

Розглянуто закордонний та вітчизняний досвід використання неметалевої композитної арматури в будівництві та нормативні документи для проектування таких конструкцій. Викладено основні положення галузевих нормативних документів України щодо розрахунку та конструювання бетонних елементів мостів, армованих базальтопластиковою арматурою.

To examined foreign and national experience of using the no metal composite reinforcement in the building and normative documents for the projection such constructions. To discovered the main statements branch of Ukraine normative documents for calculation and design concrete elements bridges, reinforce bazaltplastic reinforcement.

В сучасному будівництві широко використовується залізобетон, в ньому ефективно працюють бетон і сталева арматура. Неметалева композитна арматура, яка має високу міцність, діелектричні властивості, малу вагу, не піддається корозії, в останній час все частіше заміняє сталеву арматуру, особливо в будівлях на спорудах спеціального призначення. Її застосування для армування бетонних конструкцій стримується недостатнім дослідженням особливостей роботи таких елементів, обмеженим нормативним забезпеченням та малим досвідом експлуатації відповідних об'єктів.

В Україні є значні поклади базальту, ряд заводів випускає базальтопластикову арматуру. Це композитна арматура, виготовлена на основі, безперервного базальтового ровінгу (тонких волокон), змащених термореактивних смолою (пластиком). Періодичний профіль поперечного перерізу формується шляхом спіральної обмотки стрижня джгутом. Актуальними задачами є проведення досліджень конструкцій, армованих

базальтопластиковою арматурою, та розробка нормативних документів, які б забезпечували можливість використання такої арматури у будівництві.

В СРСР системні дослідження неметалевої композитної арматури розпочались з 60-х років XX століття, в Україні такі роботи проводились в НДІ БК, КІБІ, Львівському політехнічному інституті та інших організаціях. Розроблені в ті роки нормативні документи рекомендували застосовувати бетонні конструкції, армовані неметалевою композитною арматурою переважно для огороджуючих, тимчасових конструкцій і т.і.

За кордоном активніше використовували неметалеву арматуру на реальних об'єктах. Так у США у 80-90 XX століття роках неметалева композитна арматура використовувались при будівництві мостів, портових споруд, медичних центрів, багато об'єктів з такою арматурою збудовано у Японії, Канаді, Німеччині [1]. У 1987 році Японською асоціацією цивільних інженерів (JSCE) було створено комітет з дослідження і впровадження композитної арматури в будівництві, аналогічний технічний комітет було створено на базі Канадської асоціації цивільних інженерів (CSCE). Американський інститут бетону (ACI) у 1991 році створив Комітет 440, який займається дослідженням композитної арматури для армування бетонних конструкцій, розробкою керівних документів, рекомендацій і впровадженням в будівельну галузь [2].

За результатами досліджень та експериментального будівництва були прийняті нормативні документи з проектування конструкцій з композитною арматурою у США [1], Канаді [3,4], Японії [5], Євросоюзі [6], Росії [7,8].

В Україні під керівництвом професор Ю.А. Клімова було проведено комплекс експериментальних досліджень базальтопластикової і склопластикової композитної арматури і бетонних балок, армованих такою арматурою. На основі цих досліджень була розроблена Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевої композитною арматурою на основі базальто- і склоровінгу [9]. Цей стандарт розповсюджується на проектування та виготовлення бетонних конструкцій з

неметалевої композитною арматурою, призначених для експлуатації у звичайному середовищі та середовищі з агресивним ступенем впливу відповідно до ДСТУ Б В. 2.6-145. Він не поширюється на конструкції, що розраховується на витривалість та вогнестійкість.

У Настанові [9] вказується, що розрахунок бетонних елементів з неметалевою композитною арматурою слід виконувати за граничними станами першої і другої груп згідно ДБН В. 2.6 – 98, ДСТУ Б В.2.6 -156 і додаткових положень, які наведені у розділах 7 і 8 стандарту. Наведені механічні властивості та діаграму «напруження – розтяг» композитної арматури. Враховуючи суттєві відмінності модуля пружності неметалевої композитної арматури від сталевої, особливу увагу звертається на особливості обмеження ширини розкриття тріщин і величин прогинів.

Відомо, що транспортні споруди (мости, труби) проектуються за окремими будівельними нормами, які враховують особливості їх експлуатації. Метою даної роботи є розробка нормативного забезпечення проектування бетонних конструкцій транспортних споруд, армованих базальтопластиковою арматурою.

На протязі ряду років згідно плану науково-дослідних і дослідно-конструктивних робіт Укравтодору за участі авторів ведеться системна робота з дослідження базальтопластикової арматури, бетонних конструкцій, армованих такою арматурою та розробки відповідних нормативних документів.

У 2013 році були введені в дію Рекомендації із застосування неметалевої стержневої арматури для армування плит прогонових будов мостів [10]. При розробці цього нормативного документа були досліджені міцність на розтяг та витривалість стрижнів базальтопластикової арматури різного діаметру та робота на згин бетонних елементів, армованих базальтопластиковою арматурою. В цих Рекомендація були використанні базові положення ДБН В.2.3-14, основні положення Настанови [9] та враховані результати виконаних експериментальних досліджень.

В Рекомендаціях з проектування базальтобетонних конструкцій мостів і труб [11], чинних з 2014 року, викладені принципи розрахунку бетонних елементів транспортних споруд, армованих базальтопластиковою арматурою. Приведені блок-схеми розрахунку базальтобетонних конструкцій мостів і труб за граничними станами першої і другої групи. Наприклад, розрахунок тріщиностійкості виконується згідно блок-схеми рис.1

В даний час на затверджуванні в Мінрегіонбуді знаходиться державний стандарт на базальтопластикову арматуру ДСТУ Б В.2.7 «Арматура неметалева композитна базальтова періодичного профілю. Загальні технічні умови». Цей стандарт, розроблений ДП «Держдор НДІ», містить класифікацію базальтопластикової арматури; вимоги до її геометричних розмірів, маси та кольору; вимоги до фізико-механічних характеристик; визначення параметрів арматури, які необхідно перевіряти та методи контролювання і т.і. Заводи в Україні виготовляють базальтопластикову арматуру згідно вимог відповідних Технічних умов [12,13].

Важливою умовою надійної і безпечної роботи конструкцій транспортних споруд є врахування впливу циклічних навантажень. ДП «ДерждорНДІ» разом з НУ «Львівська політехніка» за участі авторів розробляється Методика розрахунку бетонних конструкцій, армованих базальтопластиковою арматурою, на дію малоциклових навантажень високого рівня на основі даних виконаних експериментальних досліджень.

В Національному транспортному університеті розробляється Методика розрахунку бетонних конструкцій, армованих базальтопластиковою арматурою, на витривалість. З цією метою проводяться випробування бетонних балок армованних базальтопластиковою арматурою, на дію мільйонів циклів повторних навантажень.

Для оцінки економічної доцільності використання базальтопластикової арматури були виконані розрахунки із використанням нормативних документів [9, 10, 11] армування базальтопластиковою арматурою плити проїзної частини

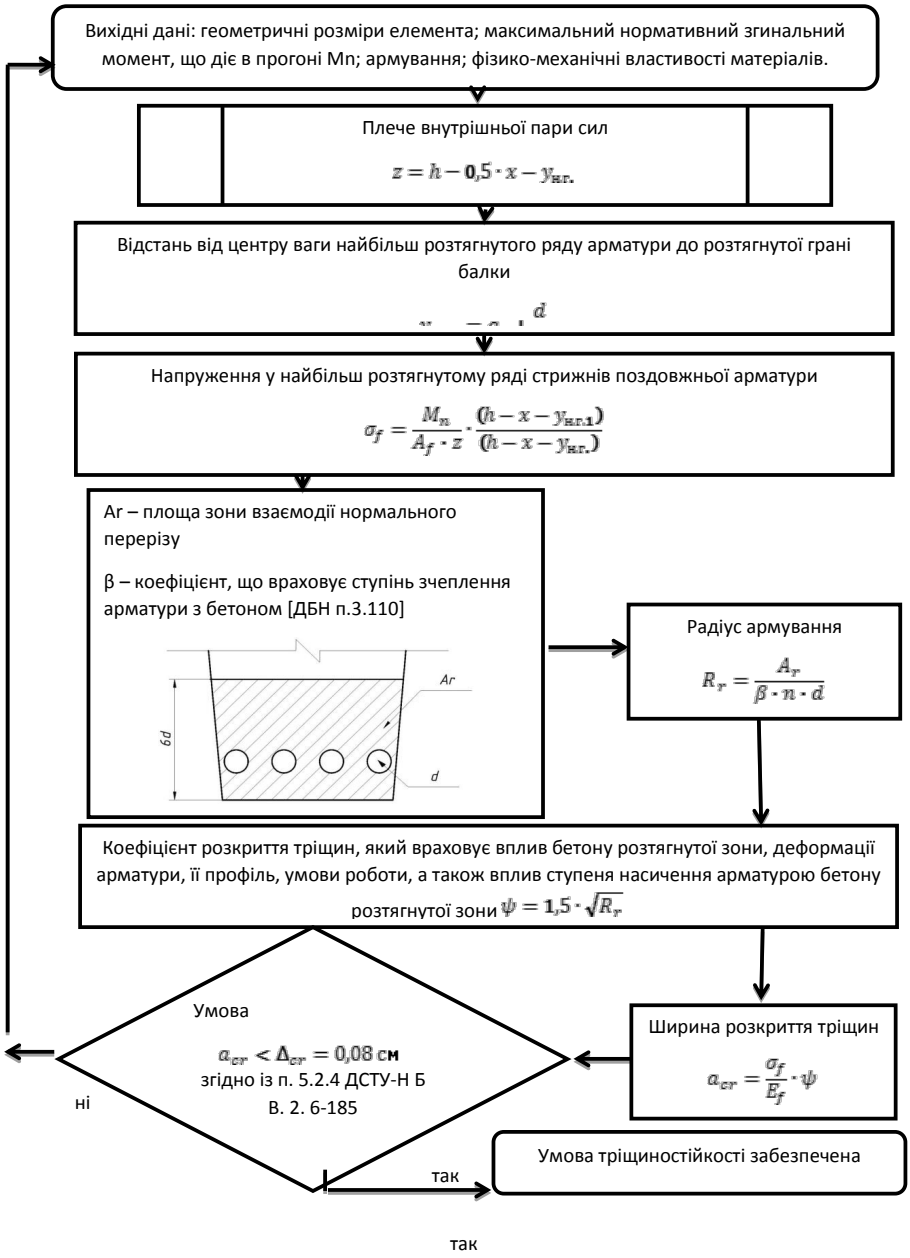


Рис. 1. Блок-схема розрахунку тріщиностійкості транспортних споруд, армованих базальтопластиковою арматурою

моста. В проекті будівництва моста через р. Войниха у Полтавській області, виконаного ДП «Укрдіпродор», плиту передбачалося армувати сітками із сталевої арматури. Заміна металевої арматури на базальтопластикову дозволяє зменшити її вартість на 27,9 тис. грн, тобто на 24,6 % [14]. При цьому постійне навантаження на прогонову будову від ваги арматури зменшується на 70 кН.

На технічній раді Укравтодору 07.04.2016 року було затверджено експериментальним об'єктом з використання базальтопластикової арматури для армування бетонної плити проїзної частини при капітальному ремонті моста на км 314 + 091 автомобільної дороги державного значення Київ – Харків – Довжанський (головниий інженер проекту Коваль П.М). Як показали розрахунки, заміна сталевої арматури на базальтопластикову на цьому об'єкті зменшить витрати на 41,2 тис., грн.

Висновки. В Україні проводиться розробка нормативного забезпечення проектування будівництва бетонних конструкцій транспортних споруд із армуванням базальтопластиковою арматурою. Існуючі в Україні нормативні документи дозволяють проектувати конструкції транспортних споруд, які не працюють на витривалість. Виконуються дослідження і дослідні випробування базальтопластикової арматури в конструкціях, які працюють на витривалість, розробляються відповідні нормативні документи щодо розрахунку таких конструкцій. Виконані розрахунки підтверджують економічну доцільність використання базальтопластикової арматури для армування бетонних конструкцій транспортних споруд.

Література

1. ACI 440.1R-06 Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars: ACI 440.1R-06 – ACI Committee 440, American Concrete Institute, 2006. – 44 p.
2. FIB Bulletin 40: FRP reinforcement in RC structures. – International Federation for Structural Concrete, 2007. – 160 p.
3. CAN/CSA-S806-02, "Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers", Canadian Standards Association, Toronto, Ontario, Canada, (May 2002).

4. CAN/CSA-S6-06 “Canadian Highway Bridge Design Code” Canadian Standards Association, Toronto, Ontario, Canada, (December 2006).
5. Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforced Materials, Concrete Engineering Series 23, ed. by A. Machida, Research Committee on Continuous Fiber Reinforcing Materials, Tokyo, Japan, 1997.
6. Purpose and justification for new design standards regarding the use of fibre-reinforced polymer composites in civil engineering, support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes, EUR 22864 EN – 2007.
7. ТР 013-1-04 Технические рекомендации по применению композитной арматуры периодического профиля в бетонных конструкциях. – Научно-исследовательский, проектно-конструкторский и технологический институт бетона и железобетона, НИИЖБ, – М.: 2004.
8. СТО 83269053-001-2010 Применение в транспортном строительстве неметаллической композитной арматуры периодического профиля. НПФ УралСпецАарматура, 2010.
9. ДСТУ-Н Б В.2.6-185:2012 Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і склоровінгу.
10. Р В. 3.2 – 03450778 - 830 : 2013. Рекомендації із застосування неметалевої стержневої арматури для армування плит прогонових будов мостів.
11. Р В. 2.3 – 03450778 – 830 : 2014. Рекомендації з проектування базальтобетонних конструкцій мостів і труб.
12. ТУ У В. 2.7 – 25.2 – 34323267 – 001 : 2009. Арматура неметалева композитна базальтова періодичного профілю. Технічні умови.
13. ТУ У В. 2.7 – 25.2 – 21191464 – 024 : 2011. Арматура композитна « Екібар» для армування конструкцій з бетону. Технічні умови.
14. Коваль П. М. ефективність використання базальтопластикової арматури при армуванні плити проїзної частини моста/ П. М. Коваль, О.Я. Гримак, Т.І. Коваль // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса, 2016. – Вип. 61. – с. 193 – 198.

УДК 624.072

к.т.н., професор **Кріпак В.Д.,**
Київський національний університет будівництва и архітектури

ДО РОЗРАХУНКІВ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗГІДНО ВИМОГ ЄВРОКОД 2

Розглянуто основні положення та принципи розрахунків нормальних перерізів залізобетонних елементів при згині та позацентровому стиску згідно вимог Єврокод 2 з використанням лінійно-параболічної діаграми деформування бетону. Наведені методика для практичного використання при розрахунках перерізів.

Ключові слова: *розрахунки залізобетонних конструкцій, діаграми деформування стиснутого бетону, стиснута зона бетону, міцність нормального перерізу, напруження в стальній арматурі.*

The basic provisions and the principles of calculation of normal cross section of reinforced concrete flexural elements and pozacentrovomu compression according to the requirements of Êvrokod 2 using the linear parabolic strain diagram of concrete. The following methods for practical use when calculating sections.

Keywords: *calculation of reinforced concrete structures, deformation of compressed concrete, the compressed area of the concrete strength of normal cross section, tension in the steel fixture.*

Для розрахунків залізобетонних елементів за міцністю перерізів нормальних до поздовжньої осі елемента при згині та позацентровому стиску-розтягу використовують різні методи. Директивні матеріали профільного міністерства та галузевої академії наук України вимагають якнайширшого впровадження в будівельну практику норм, які використовують країни Єврозони. В таблиці 1 подано класифікацію методів розрахунку, їх особливості , відмінності та межі використання. Відмінність між ними в основному полягає в характері описання зв'язку між напруженнями σ_c та відносними деформаціями ε_c в стиснутому бетоні при визначенні внутрішніх зусиль в перерізі.

При розрахунках складних просторових систем (каркасів, балок, плит, оболонок) норми Єврокод 2 [1,2] рекомендують використовувати загальний деформаційний метод розрахунку. При розрахунках поперечних перерізів

окремих елементів дозволяють використовувати спрощені деформаційні методи 2 і 3. Для простих симетричних перерізів, близьких до прямокутних, може використовуватися і метод 4.

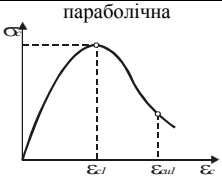
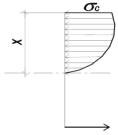
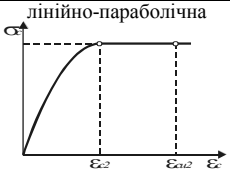
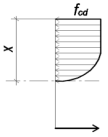
Діючі в Україні норми проектування залізобетонних конструкцій [3,4] рекомендують використовувати 1, 3 та 4 методи розрахунку нормальних перерізів, спрощений деформаційний метод 2 з лінійно-параболічною діаграмою деформування бетону не розглядається. Проте метод 2 найближче до реального описує зв'язок $\sigma_c - \varepsilon_c$ в стиснутому бетоні і широко розповсюджений в країнах Євросоюзу і не тільки [5,6,7].

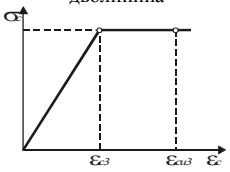
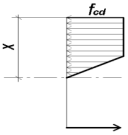
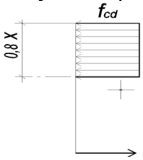
Нижче розглядаються теоретичні основи і передумови використання методу 2 при розрахунках нормальних перерізів залізобетонних елементів.

Зв'язок між напруженнями і відносними деформаціями бетону та арматури приймають згідно рис. 1. При цьому напруження в бетоні обчислюють так:

якщо $0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{c2}$ то $\sigma_c = f_{cd}[1-(1-\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}})^n]$, а якщо $\varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \le \varepsilon_{cu2}$ то $\sigma_c = f_{cd}$.

Таблиця 1. Класифікація методів розрахунку нормальних перерізів.

№ п.п	Метод розрахунку	Вид діаграми деформування бетону	Вид епюри напружень в стиснутій зоні бетону	Межі використання методу розрахунку
1	Загальний деформаційний	параболічна 	Криволінійна 	Конструкції любої форми перерізу з довільним розташуванням арматури в перерізі
2	Спрощений деформаційний	лінійно-параболічна 	Криволінійна 	

3	Спрощений деформаційний	дволінійна 	Трапецієвидна 	
4	Граничних зусилль	жорсткопластична	прямокутна скорочена 	Проста симетрична форма з арматурою зосереджено біля розтягнутої та стиснутої зон (близька до прямокут- ної за ДБН В.2.6)

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу приймається руйнування стиснутого бетону при досягненні відносними деформаціями бетону ε_c або арматури ε_s їх граничних значень. Згідно [1,2] граничні відносні деформації бетону ε_{cu2} не повинні перевищувати: для центрально стиснутих елементів – 2,0 ‰; для елементів при згині та позацентровому стиску при двозначній епюрі напружень в перерізі – 3,5 ‰; для проміжних ситуацій відносні деформації на відстані 3/7 (h) від найбільш стиснутої грані перерізу не повинні перевищувати 2,0 ‰. Граничні відносні деформації арматури обмежують величиною $\varepsilon_{uk} = 10{,}0$ ‰.

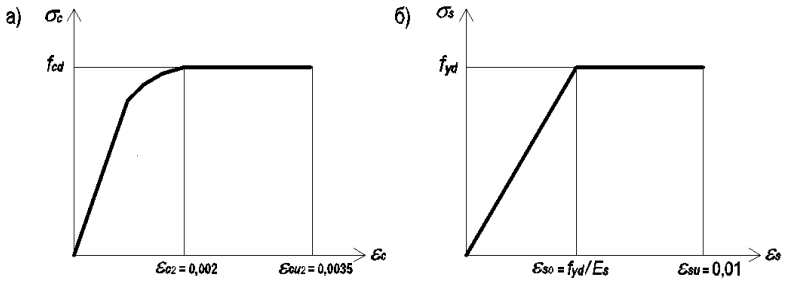


Рис. 1. Розрахункові діаграми деформування бетону та арматури
а) для стиснутого бетону; б) для арматурних сталей.

В роботах [6,7] пропонується розглядати чотири можливих зони деформування перерізу залізобетонного елемента в залежності від величин відносних деформацій в стиснутому бетоні та розтягнутій арматурі які там виникають в граничному стані, як показано в табл. 2.

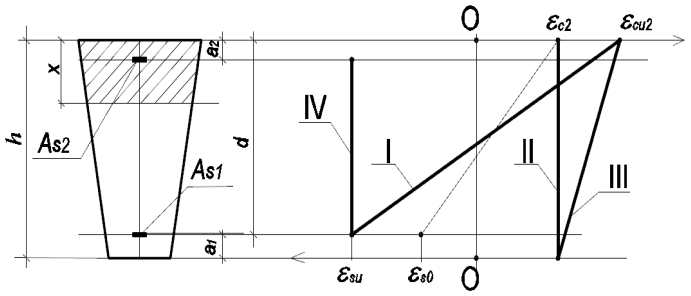


Рис.2. Характерні зони деформування перерізів:
I – згин, позацентровий стиск (розтяг) при двозначній епюрі напружень; II – центральний стиск; III – позацентровий стиск з нерівномірною однозначною епюрою напружень; IV – центральний розтяг.

Таблиця 2. Значення відносних деформацій в бетоні та арматурі в характерних зонах деформування перерізу.

Можливі зони дефор-мування	Відносні деформації [‰]		Примітка
	ε_s в арматурі A_{s1}	ε_c в стиснутому бетоні	
1*a*	$\varepsilon_s = \varepsilon_{uk} = 10{,}0$ ‰	$\varepsilon_c < \varepsilon_{c2} = 2{,}0$ ‰	В арматурі A_{s1} : $\sigma_s = f_{yd}$; в стиснутому бетоні: $\sigma_c < f_{cd}$
1*b*	$\varepsilon_s = \varepsilon_{uk} = 10{,}0$ ‰	$\varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \le \varepsilon_{cu2}$	В арматурі A_{s1}: $\sigma_s = f_{yd}$;
2	$\varepsilon_{uk} > \varepsilon_s \ge \varepsilon_{s0}$	$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2} = 3{,}5$ ‰	в стиснутому бетоні: $\sigma_c = f_{cd}$
3*a*	$\varepsilon_{s0} > \varepsilon_s > 0$	$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2} = 3{,}5$ ‰	Арматура A_{s1} розтягнута: $\sigma_s < f_{yd}$; в бетоні $\sigma_c = f_{cd}$
3*b*	$0 > \varepsilon_s > -\varepsilon_{s0}$	$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2} = 3{,}5$ ‰	Арматура A_{s1} стиснута: $\sigma_s < -f_{yd}$; в бетоні $\sigma_c = f_{cd}$
4	$-\varepsilon_{s0} \ge \varepsilon_s \ge 2{,}0$ ‰	$\varepsilon_{c2} \le \varepsilon_c < \varepsilon_{cu2}$	Арматура A_{s1} стиснута: $\sigma_s = -f_{yd}$; в бетоні $\sigma_c = f_{cd}$

Границі між різними випадками деформування перерізу слід встановлювати в залежності від положення нейтральної осі згідно лінійного закону розподілу деформацій по висоті плоского перерізу.

Так межами випадків 1a, 1b та 2 будуть відповідно:

$$x_{\lim,1a} = \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c2} + \varepsilon_{uk}} d \;;\quad x_{\lim,1b} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{uk}} d \;;\quad x_{\lim,2} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{s0}} d \,.$$

При нормованих в [1] величинах ε_{c2}= 0,002, ε_{cu2}= 0,0035 та ε_{uk}= 0,01 переріз деформується за випадком 1a коли $0 < \xi = x/d \le$ 0,167 , а за випадком 1b коли 0,167$< \xi \le$ 0,259. Випадок 2 обмежується величиною $\xi \le \xi_{\lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + f_{yd}/E_s}$. При $\xi > \xi_{\lim}$ переріз деформується за випадками 3 або 4, які характерні для роботи стиснутих елементів. Норми [1] рекомендують проектувати згинальні елементи тільки за умови $\xi \le \xi_{\lim}$.

Для розрахунків перерізів використовують стандартні рівняння рівноваги:

$$N_c + N_{s2} - N_{s1} = 0 \;\text{ та }\; M_{sd} \le M_{rd} = N_c \cdot z_c + N_{s2} \cdot (d - a_2) \qquad (1)$$

а $N_c = wdbf_{cd}$; $N_{s1} = A_{s1}k_{s1}f_{yd}$; $N_{s2} = A_{s2}k_{s2}f_{yd}$; $M_{rd} = \alpha_m bd^2 f_{cd}$; $z = \zeta d$ (2)

Для прийнятої діаграми $\sigma_c \to \varepsilon_c$ згідно рис.1 величини параметрів в виразі (1,2) слід приймати з табл. 3.

Таблиця 3. Значення параметрів для визначення внутрішніх зусиль в перерізі.

Зони дефор-мування	w	ζ	α_m
1a	$\frac{5\xi^2\left(1-\frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{3\xi^2-12\xi+4}{4\left(1-\frac{8}{3}\xi\right)}$	$\frac{1{,}25\xi^2\left(3\xi^2-12\xi+4\right)}{(1-\xi)^2}$
1b	$\frac{16\xi-1}{15}$	$1-\frac{8{,}55\xi^2-1{,}1\xi+0{,}05}{16\xi-1}$	$1-\frac{8{,}55\xi^2-1{,}1\xi+0{,}05}{16\xi-1}$
2	$\frac{17}{21}\xi$	$1-\frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi-\frac{33}{98}\xi^2$
3	$\frac{17}{21}\xi$	$1-\frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi-\frac{33}{98}\xi^2$
4	$\beta_h(1-p\,4/21)$	$1-\frac{\beta_h}{2}\frac{1-p\;16/49}{1-p\;4/21}$	$\beta_h\left(1-\frac{\beta_h}{2}-p(4/21-\beta_h 8/21)\right)$

В табл. 3 слід приймати $\beta_h = h/d$, а $p = \left(\frac{4\beta_h}{7\xi - 3\beta_h} \right)^2$.

Коефіцієнти k_{s1} і k_{s2} являються функцією відношення фактичних деформацій в перерізі на рівні цетра ваги відповідної арматури до $\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$, тобто $k_{s1} = \varepsilon_{s1}/\varepsilon_{s0}$, а $k_{s2} = \varepsilon_{s2}/\varepsilon_{s0}$.

В [5,6] наведені допоміжні таблиці в яких в залежності від $\xi = x/d$ наведені величини параметрів таблиці 3 та величин ε_{s1} та ε_{s2} для всіх можливих зон деформування нормального перерізу при згині та позацентровому стиску.

Описаний вище метод розрахунків нормальних перерізів визнаний в Єврокод 2 основним при розрахунку конструкцій довільної форми перерізу, зрозумілий за логікою дій і, що особливо важливо, табульований, що дозволяє використовувати його студентами будівельних вузів при виконанні розрахункових робіт. В [7] даний метод використано для порівняльних розрахунків по різних методиках. Бажано, щоб деформаційний метод з лінійно-параболічною діаграмою деформування бетону був включений в перелік рекомендованих, при подальшій розробці нормативних документів.

Література

1. EN 1992-1:2004; Eurocod 2: Design of concrete structures/-Part 1-1: General rules and rules for buildings.
2. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT). Київ, Мінрегіонбуд України, 2012.
3. ДБН В.2.6.-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ, Мінрегіонбуд України, 2011.
4. ДСТУ Б В.2.6.-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. Київ, Мінрегіонбуд України, 2011.
5. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования. Учебное пособие. Под редакцией проф. Т.М. Пецольда и проф. В.В. Тура. - Брест, БГТУ. 2003.
6. Lapko A. Proektowanie konstrukcji zelbetowych wg Wurocodu 2 i PN-B-03264:1999.- Arkady, Warszawa, 2000.
7. В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова, П.А. Резнік, Є.Г. Стоянов, В.С. Шмуклер. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84 і EN 1992-1-1. –Харків, 2015.

УДК 624.21

к.т.н., ст. викладач **Ковальчик Я.І.,**
Національна академія образотворчого мистецтва і архітектури
(НАОМА), м. Київ

ТРІЩИНОСТІЙКІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК МОСТІВ ПРИ ДІЇ МАЛОЦИКЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ

Описана проблема впливу малоциклових навантажень на попередньо напружені конструкції прогонових будов мостів. Емпірично визначено коефіцієнти для розрахунку ширини розкриття максимальної нормальної тріщини та прогинів в балкових попередньо напружених залізобетонних лабораторних зразках при малоциклових навантаженнях.

Ключові слова: попередньо напружений залізобетон, малоциклові навантаження, ширина розкриття максимальної нормальної тріщини, прогин.

The problem of low-cycle loads influence on prestressed bridge slab structures described. The coefficients for calculation of crack maximum disclosure width and deflections for beam posttensioned reinforced concrete laboratory samples under low-cycle loads influence were empirically determinated.

Keywords: posttensioned reinforced concrete, low-cycle load, maximum width disclosure of normal crack, deflection.

Вступ. Згідно діючих нормативних документів з проектування мостів[1,2,3], щоб забезпечити достатню довговічність мостів необхідно враховувати роботу конструкції на протязі всього проектного терміну експлуатації для сприйняття розрахункових навантажень та забезпечення необхідної вантажопідйомності. На експлуатаційний термін конструкцій впливає фізичне зношення матеріалів конструкцій внаслідок впливу зовнішніх факторів.

Одною з найпоширеніших причин утворення дефектів в конструкціях мостів є неврахування постійного росту інтенсивності транспортних потоків та ваги транспортних засобів. Потрібно переглянути існуючий підхід до врахування в розрахунках циклічної дії навантаження високого рівня при експлуатації для забезпечення необхідного терміну їх експлуатації[4].

Постановка проблеми. Зовнішні навантаження розділяються на постійні та змінні, а останні за характером дії можуть бути монотонно-змінними та циклічними (малоцикловими, періодичність повторення яких може сягати декількох десятків, сотень, а деколи й тисяч циклів, і багатоцикловими з періодичністю повторення більше, ніж $2x10^6$ циклів). Особливе місце мають малоциклові навантаження високого рівня до 0,6…0,8 Pcr, які суттєво знижують несучу здатність конструкції.

Залізобетонні конструкції схильні до крихкого руйнування, тобто до руйнування через розповсюдження дефектів типу тріщин. Процес руйнування при цьому не відбувається миттєво – від моменту утворення тріщини і до початку її критичного зростання минає певний час. Тому своєчасне виявлення таких дефектів є важливою задачею, і, разом з тим, складною проблемою[4].

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Дослідження тріщиностійкості та деформативності попередньо напружених елементів при малоциклових навантаженнях проводили Бабич Є.М., Бабич В.Є., Барашиков А.Я, Панчук Ю.М., Крусь Ю.О., Валовий О.І., Шевченко Б.Н., Погореляк А.П., Полюга Р.І., Стоянович С.В. [5,6,7,8,9,10,11,12,13,14] та інші. При дослідженні різних балок та плит з попередньо напруженим та змішаним армуванням були отримані дані про збільшення ширини розкриття тріщин та зростання прогинів при дії малоциклових навантажень високого рівня. Експериментальні результати приросту ширини розкриття тріщин за даними різних досліджень суттєво відрізняються. Це свідчить про необхідність проведення експериментальних досліджень для уточнення впливу малоциклових навантажень на роботу залізобетонних попередньо напружених конструкцій.

Ширина розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях мостів визначається за формулою 3.6 ДБН [3] без врахування дії малоциклових навантажень:

$$a_{cr} = \frac{\sigma}{E}\psi \le \Delta_{cr}, \qquad (1)$$

де a_{cr} - ширина розкриття тріщини;

σ – розтягувальне напруження що дорівнює для напружуваної арматури збільшенню напружень $\Delta\sigma_p$ у найбільш розтягнутих (крайніх стержнях) після погашення обтиснення бетону;

E – модуль пружності E_p попередньо напруженої арматури;

ψ – коефіцієнт розкриття тріщин, що визначається в залежності від радіусу армування R_r;

Δ_{cr} – граничне значення розрахункової ширини розкриття тріщин.

Обчислення прогинів балок згідно норм [3] допускається робити чисельними прийомами, використовуючи вираз :

$$f = \sum \bar{M}(x)\frac{1}{\rho}(x)\Delta x, \tag{2}$$

У якому $\bar{M}(x)$ і $\frac{1}{\rho}(x)$ – середні величини згинального моменту і кривизни на окремих ділянках Δx, де зміна зазначених параметрів має плавний характер.

Метою роботи було експериментальне виявлення впливу малоциклових навантажень високого рівня на ширину розкриття тріщин попередньо напружених залізобетонних балок. Для цього використали схему прикладання малоциклових навантажень використану Полюгою Р.І. [9] для балок аналогічних розмірів із звичайною арматурою.

Об’єктом досліджень була серія з чотирьох попередньо напружених залізобетонних балок. Розміри залізобетонних балок були прийняті 2100×210×100мм. Залізобетонні балки випробовувались у віці 850-1000 діб за схемою чистого згину, навантаження прикладалось у третях прогону. Конструкція дослідних балок і схема армування приведена на рис. 2.

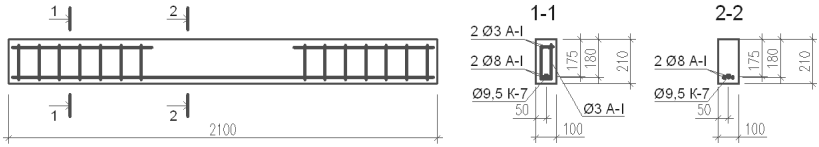


Рис. 1. Конструкція дослідних зразків балок.

Дослідження балок проводили на стаціонарному силовому стенді. Навантаження через силорозподільчу траверсу передавалось на балку. Таким чином створювалась зона чистого згину, в межах якої досліджували напружено-деформований стан нормальних перерізів по висоті балки. Величина навантаження регулювалась за допомогою попередньо протарованого кільцевого динамометра. Його встановили між домкратом та опорною силовою траверсою стенду. Відліки за індикатором динамометра знімали відразу після досягнення необхідного рівня навантаження та контролювали на протязі всієї ступені. Стенд позволяв вести візуальне спостереження за виникненням та поширенням тріщин на гранях балки. Ширину розкриття тріщин при випробуваннях визначали за допомогою мікроскопа МПБ-2 із ціною поділки 0,05 мм. Вимірювання проводили на кожній ступені навантаження з моменту появи тріщин. Прогини виміряли прогиномірами Аістова на опорах та індикаторами з ціною поділки 0,01мм посередині балки після витримки на кожному привантаженні.

Базою випробувань на малоциклові навантаження було прийнято число *N=10* циклів. На балках-близнюках Б-1 і Б-2 при одноразовому статичному завантаженні були визначені значення руйнівного навантаження P_{cr}. Базовим рівнем навантаження, до якого доводилися зразки Б-3 та Б-4, прийнято $0{,}6P_{cr}$. Для того, щоб моделювати довантаження конструкції до вищого рівня, після перших шести циклів з максимальним рівнем навантаження $0{,}6P_{cr}$, на сьомому і восьмому циклі рівень навантаження був доведений до $0{,}75P_{cr}$. Дев'ятий цикл був проведений з максимальним рівнем навантаження $0{,}6P_{cr}$, десятий – знову до $0{,}75P_{cr}$. Після бази випробувань балки були доведені до руйнування одноразовим прикладенням зусилля з фіксацією руйнівного навантаження.

Рівні навантажень були призначені згідно параметрів циклів роботи автодорожніх мостів, які в середньому становлять η_{top}=0,6…0,8 [9]. Послідовність рівнів навантаження по циклах також визначена на основі спостережень руху великовантажних навантажень по автодорожніх мостах.

Аналіз тріщиностійкості балок проводився наступним чином. Після кожної ступені навантаження кожного циклу замірялась ширина розкриття всіх нормальних тріщин на рівні попередньо напруженої арматури з визначенням тріщини з максимальним розкриттям (табл. 1). Теоретичне значення ширини розкриття тріщин на зазначених величинах навантаження вирахуване згідно норм [3]. Після сумуванням заміряних значень визначалось процентне співвідношення збільшення ширини розкриття всіх тріщин балки та максимально розкритої тріщини відносно величини, отриманої на першому циклі навантаження (табл. 2). Приріст ширини розкриття тріщин при $0,6P_{cr}$ враховувався відносно ширини розкриття на першому циклі. Приріст ширини розкриття тріщин при $0,75P_{cr}$ враховувався відносно середнього значення ширини розкриття при аналогічному навантаженні на Б-1 та Б-2.

Слід зазначити, що всі тріщини в балці утворюються на першому циклі. При повторних завантаженнях рівня $0,6P_{cr}$ відбувається лише їх розвиток без утворення нових. Утворення нових тріщин спостерігалось при збільшенні максимального навантаження на 7-му циклі та при монотонному прикладанні навантаження до руйнування балок після 10-го циклу. Загалом якісна картини розвитку всіх тріщин по балках ідентична.

Величина ширини розкриття тріщин після семи циклів привантаження до $0,6P_{cr}$ становить в середньому 0,29мм, що більше розрахункового значення 0,27мм. А при восьмому та десятому циклі ($0,75P_{cr}$) – 0,69 та 0,675 мм, що перевищує розрахункове значення 0,47мм.

Таблиця 1.

Збільшення ширини розкриття у % в залежності від рівня навантаження (відносно першого циклу з даним рівнем) та віповідні коефіцієнти

Серія 1	Шифр	Тріщина з макс.розкриттям	
		$0,6P_{cr}$ (після 7-ми циклів з рівнем)	$0,75P_{cr}$ (після 10-х циклів з довантаження до рівня)
	Б-3	33,33	48,24
	Б-4	48	69,41
Сер. значення		40,67	58,83
ψ^{crc}_{cyc}		1,41	1,59

При малоцикловому навантаженні конструкцій до рівня $0,6P_{cr}$ максимальна ширина розкриття тріщини збільшилась в середньому на 40,67%, тому коефіцієнт прийнято $\psi^{crc}_{cyc} = 1,41$. Після довантажень до рівня $0,75P_{cr}$ це значення змінилось (відносно ширини розкриття максимальної тріщини при випробуванні на статичне навантаження на рівні $0,75P_{cr}$) – і становило 58,83%. Тому коефіцієнтом, що враховує такий рівень малоциклових навантажень, визначено $\psi^{crc}_{cyc} = 1,59$.

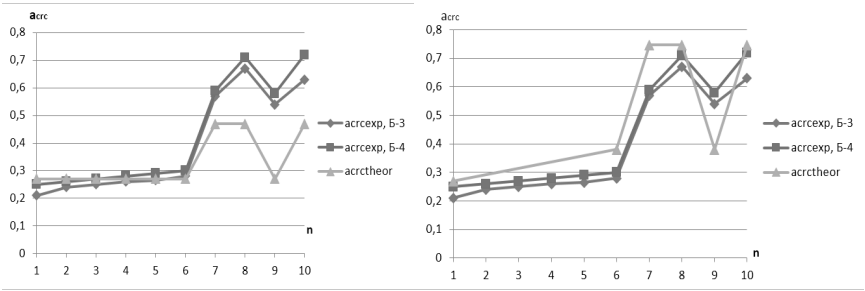
При порівнянні розрахункових ширин розкриття тріщин дослідних балок та експериментальних даних отримано, що коефіцієнт ψ^{crc}_{cyc} дозволяє враховувати малоциклове прикладання навантаження (рис. 2, б) із задовільною ступінню кореляції.

На основі виконаних досліджень пропонується ширину розкриття нормальних тріщин a_{cr} в залізобетонних попередньо напружених елементах, що зазнають дії малоциклових навантажень і проектуються за категорією тріщиностійкості 2б визначати за формулою:

$$a_{cr} = \psi^{crc}_{cyc} \frac{\sigma}{E} \psi \leq \Delta_{cr}, \qquad (3)$$

де ψ_{cyc}^{crc} - коефіцієнт, який враховує характер навантаження: при одноразовому навантаженні приймається $\psi_{cyc}^{crc} = 1{,}00$; при повторних короткочасних малоциклових навантаженнях, рівень яких становить 60% від руйнівного, $\psi_{cyc}^{crc} = 1{,}41$; якщо рівень становить 75% від руйнівного, то $\psi_{cyc}^{crc} = 1{,}59$.

При порівнянні теоретичних та експериментальних значень ширини розкриття тріщини середнє відношення $k_m = a_{crc}^{theor} / a_{crc}^{\exp}$ для всіх балок на шостому циклі перед довантаженням склало k_m = 1,31 при середньоквадратичному відхиленні $\sigma = 0{,}575$ та коефіцієнті мінливості $\upsilon = 0{,}203$, на десятому циклі після перевантаження - k_m = 1,11 при середньоквадратичному відхиленні $\sigma = 0{,}226$ при коефіцієнті мінливості $\upsilon = 0{,}373$. При ймовірності 0,90 довірчий інтервал складає $0{,}92 \le k \le 1{,}61$ в першому випадку та $0{,}96 \le k \le 1{,}26$ в другому.



а) б)

Рис. 2. Максимальна ширина розкриття тріщин балок по циклах (а – визначення a_{crc}^{theor} згідно ДБН [3]; б - визначення a_{crc}^{theor} за формулою 2 з врахуванням ψ_{cyc}^{crc}; a_{crc}^{exp} – отримані експериментально)

Дані виконаних експериментальних досліджень показують, що при малоциклових навантаженнях високого рівня прогини згинаних попередньо напружениxx балок збільшуються. Тому формулу (3.12) необхідно ввести

коефіцієнт ψ^{f}_{cyc}, який враховує збільшення прогинів балок при малоциклових навантаженнях. Він прийнятий згідно результатів випробувань дослідних зразків, його величини для різних рівнів навантаження приведені в табл. 2.

Таблиця 2.

Значення коефіцієнта ψ^{f}_{cyc} при розрахунку прогинів

Коефіцієнт	Рівень навантаження 0,6 P_{cr}	Рівень навантаження 0,75 P_{cr}
ψ^{f}_{cyc}	1,12	1,67

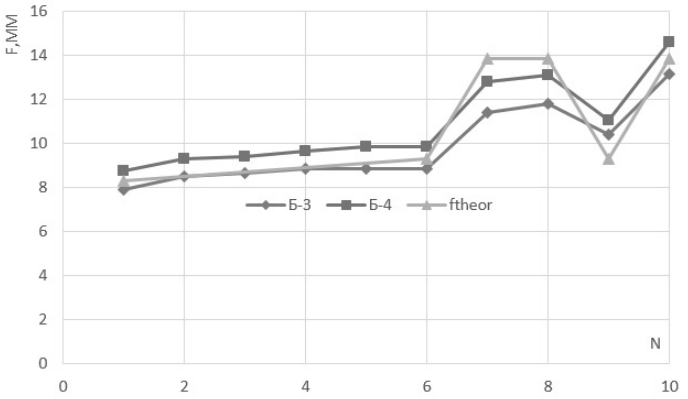


Рис. 3. Максимальні прогини балок Б-3 і Б-4 по циклах та теоретичні прогини f_{theor}, визначені за формулою 4

На основі виконаних досліджень пропонується прогини *f* залізобетонних попередньо напружених елементів, які зазнають дії малоциклових навантажень, визначати за формулою :

$$f = \psi^{f}_{cyc} \sum \bar{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) \Delta x, \qquad (4)$$

де ψ^{f}_{cyc} – коефіцієнт, який враховує характер навантаження : при одноразовому навантаженні приймається $\psi^{f}_{cyc} = 1{,}0$; при малоциклових

навантаженнях, рівень яких становить 60% від руйнівного $\psi^{f}_{cyc} = 1{,}12$; якщо рівень становить 75% від руйнівного $\psi^{f}_{cyc} = 1{,}67$.

Всі балки витримали базу випробувань *N*, після чого при визначенні руйнівного зусилля P_{cr} всі руйнувались по нормальних перерізах внаслідок руйнування бетону стиснутої зони. Характер руйнування при малоциклових навантаженнях аналогічний характеру при одноразових навантаженнях балок цієї ж серії.

Для перевірки запропонованої формули використаємо дані роботи [14] Стояновича С.В. отримані при випробуванні збірної залізобетонної попередньо напруженої балки «3Вет-120» (рис. 4). Програма випробування включала в себе 5 циклів привантаження до рівнів 0,94 та один 0,98 P_{cr} (розрахункового, при досягненні якого балка не руйнувалась).

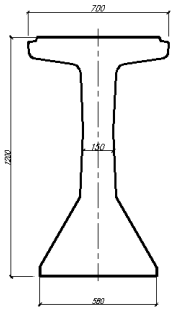


Рис. 4. Переріз збірної балки «3Вет-120»

Згідно норм [3] розраховано ширину розкриття тріщини цієї балки при даних рівнях завантаження (рис. 5). При розрахунку ширини розкриття тріщини при навантаженні 0,98 P_{cr} використаний коефіцієнт $\psi^{crc}_{cyc} = 1{,}59$ (для рівня 0,75 P_{cr}). Таким чином розрахункове значення ширини розкриття тріщин майже співпадає з фактичним експериментальним, різниця на 5 циклі становить 5,56%, на 6 циклі 4,82%.

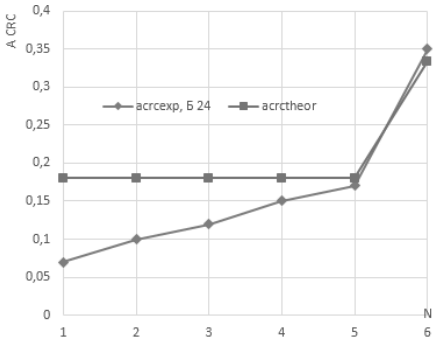


Рис. 5. Ширина розкриття тріщин балки 3-Бет довжиною 24м при малоциклових навантаженнях : a_{crc}^{exp} – отримана експериментально; a_{crc}^{theor} – отримана теоретично з використанням формули 2.

Висновок:

Експериментально встановлено збільшення ширини розкриття тріщин при малоцикловому випробуванні залізобетонних балок зі змішаним армуванням. При 7 циклах завантаження до рівня $0{,}6P_{cr}$ максимальна ширина розкриття тріщин збільшилась на 40,67%, а прогини на 12%; при навантаженні до рівня $0{,}75\ P_{cr}$ при 10 циклах, максимальна ширина розкриття збільшилась на 58,83%, а прогини на 67%. Виведені коефіцієнти для розрахунку ширини розкриття тріщин при дії малоциклових навантажень рівнів $0{,}6\ P_{cr}$ та $0{,}75\ P_{cr}$ можна використовувати для натурних балок мостів.

Література

1. Державні будівельні норми України. Мости та труби. Правила проектування. (ДБН В.2.3-14:2006) – Держбуд України, 2006. – 356с.
2. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи. ДБН В.1.2 – 15:2009.-56с.
3. Мости та труби. Основні вимоги проектування [Текст] : ДБН В.2.3-22:2009. – Чинні від 2009-11-11. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 73 с.
4. В.П. Еремеев, Й. Звара, Общие проблемы эксплуатации мостов, Автомобильные дороги,№2 1984.
5. Бабич Є.М., Панчук Ю.М. Робота залізобетонних балок зі змішаним армуванням за малоциклових навантажень високих рівнів // Проблеми теорії і практики залізобетону: Зб. наук. статей: - Полтава, 1997. - С. 30-32.

6. Бабич Є.М., Ю.О. Крусь, Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень. Монографія. - Рівне, видавництво РДТУ, 1999.-119с.
7. Валовой А.И. Образование и раскрытие трещин в преднапряженных элементах при повторном нагружении // Бетон и железобетон. – 1988. - №12. – с. 6-7.
8. Валовой А.И. Работа преднапряженных плит при малоцикловом нагружении // Бетон и железобетон. – 1989. - №6. – С. 10-11.
9. Полюга Р.І. Тріщиностійкість залізобетонних балочних конструкцій автодорожніх мостів в умовах малоциклових навантажень: дис.. канд. наук Полюга Роман Ігорович. – Львів, НУ «Львівська політехніка», 2006. - 160с.
10. Бабич В. Є. Напружено-деформований стан і міцність нерозрізних залізобетонних балок при одноразових та повторних навантаженнях [Текст] : автореф. дис. … канд. техн. наук / Бабич Володимир Євгенович – Полтава, 2005. – 20 с.
11. Барашиков А. Я. Малоцикловая усталость бетона при сжатии / Барашиков А. Я., Шевченко Б. Н., Валовой А. И. // Бетон и железобетон. – 1985. – № 4. – С. 27-28.
12. Напряженное состояние преднапряженных балок при высоких уровнях повторного нагружения [Текст] / Шевченко Б. Н., Хусанов Э., Тарик К. Ю., Шевченко С. Б. // Бетон и железобетон. – 1991. – № 1. – С. 11-13.
13. Погореляк А. П. Исследование работы железобетонных изгибаемых элементов на поперечную силу при немногократно повторных нагружениях [Текст] : дис. … канд. техн. наук / Погореляк А. П. – Ровно, 1981. – 174с.
14. Стоянович С. В. Напружено-деформований стан збірно-монолітних попередньо напружених залізобетонних прогонових будов мостів [Текст] : дис. … канд техн. наук : 05.23.01 / Стоянович Сергій Вікторович. – К., 2013. – 197 с.

УДК 624.074.04

к.т.н., доц. **Колякова В.М.,** асп. **Божинський М.О.,**
Київський національний університет будівництва і архітектури

ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ ТЕПЛОТЕХНІЧНИХ РОЗРАХУНКІВ З ДАНИМИ ОТРИМАНИМИ ПРИ НАТУРНОМУ ВИПРОБУВАННІ

Проведено порівняльний аналіз даних прогріву перерізу, отриманих при натурних випробуваннях збірних залізобетонних конструкцій складного перерізу, з теплотехнічними розрахунками, наведеними у нормативних документах та науковій літературі. Показана розбіжність результатів отриманих за розрахунками, наведеними у нормативних документах та науковій літературі, та результатів отриманих при натурному випробуванні.

Ключові слова: прогрів перерізу, теплотехнічні розрахунки, натурні випробування.

The comparative data analysis of the section forewarm, taken at field testing of the precast reinforced concrete structures composite section, supported by thermal calculations given in normative documents and scientific literature is carried out. It is shown a divergence of the results taken by the calculations given in normative documents and scientific literature and the results received at field testing.

Keywords: section forewarm, thermal calculations, field tests.

Використання залізобетонних конструкцій при будівництві споруд громадського призначення, потребує їх достатньо високої вогнестійкості. Для визначення вогнестійкості конструкцій складного перерізу і форми використовують експериментальні методи визначення вогнестійкості [1].

До експериментальних методів відносять натурні випробування окремих конструкцій за стандартною кривою пожежі або за режимом реальних пожеж [1,2]. Великі фінансові витрати на випробування конструкцій призводять до необхідності розробки теоретичних методів проведення теплотехнічних розрахунків, та визначення вогнестійкості конструкцій в цілому.

Метою даної роботи є порівняльний аналіз даних прогріву перерізу, отриманих при натурних випробуваннях збірних залізобетонних східчастих складок [3], з теплотехнічними розрахунками наведеними у нормативних документах та науковій літературі [4, 5, 6].

Для випробування було виготовлено два зразки збірних залізобетонних конструкцій східчастих складок.

Характеристики зразків для випробування наведені у табл.1 [3].

Таблиця 1

Характеристики зразків для випробування

Характеристики зразків	Зразки	
	Зразок №1	Зразок №2
Довжина	L_1=6114 мм	L_1=6347 мм
Ширина	1780 мм	
Товщина	150 мм	
Вид бетону	Важкий	
Клас бетону за міцністю	B45	
Клас бетону за морозостійкістю	F150	
Клас бетону за водонепроникністю	W8	
Щільність бетону	ρ=2450 кг/м^3	
Відпускна міцність бетону	58 МПа	
Вологість зразків	5,2%	

Розташування зразків на печі та схема навантаження зразків наведені на рис.1, [3].

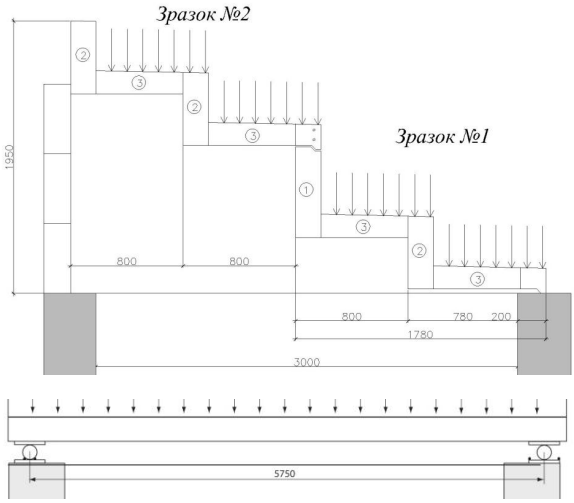


Рис. 1. Схема розташування та навантаження зразків на печі

При проведені натурних випробувань встановлювали термопари у печі, та на обігрівній та не обігрівній поверхнях зразка, а також на стержні робочої арматури, схема розташування термопар по тілу зразків наведена на рис.2, [3].

Місця розміщення термопар описані у табл. 2 [3].

Таблиця 2.

Місця розміщення термопар

Номер термопари	Місце встановлення
Т1-Т6	У внутрішньому просторі печі
Т7-Т11	Необігрівальна поверхня зразка №2
Т13	Робоча арматура зразка №1
Т14	Робоча арматура зразка №2
Т15-Т19	Необігрівальна поверхня зразка №1

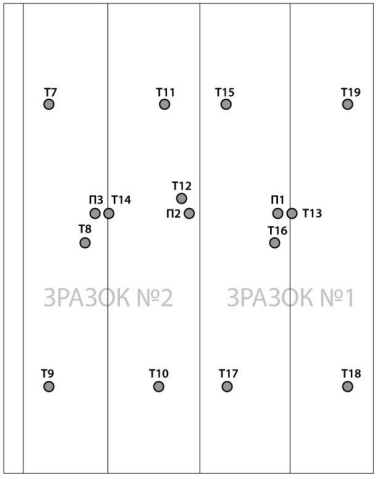


Рис.2. Схема розташування термопар на зразках [3].

Аналіз прогріву перерізу прийнято виконувати для зразків №1 та №2 на ділянці 2, яка являє собою балку (рис.1).

За вихідні дані використовували температуру арматурного стержня під номером 1, на якому встановлена термопара (рис.3). Найменша глибина

розміщення стержнів робочої арматури становить 55 і 75 мм [3], прогрів даної ділянки зразка можна приймати як двосторонній.

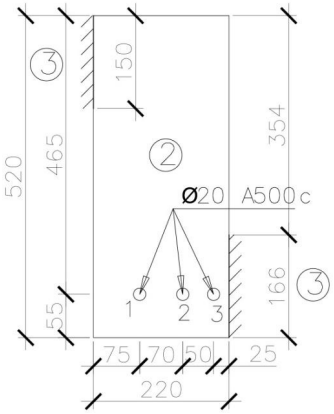


Рис. 3. Розміщення арматурних стержнів по перерізу ділянки №2

Для проведення порівняльного розрахунку за [4](додатку А), використані стандартні температурні криві.

Температурні криві основані на наступних значеннях [4]:

- теплоємність бетону з вологістю 1,5 %. Температурні номограми визначені для вологості більше 1,5 %;
- теплопровідність визначена за нижньою межею для бетону;
- ступінь чорноти поверхні бетону 0,7;
- коефіцієнт конвекції 25.

За температурними кривими визначали значення температури прогріву перерізу на відстані встановлення робочої арматури у зразках. Значення температури визначали для тривалості пожежі від 30 до 90 хв., з кроком в 30 хв. Отримані значення наведені у порівняльній таблиці (табл. 3).

Для проведення порівняльного розрахунку за [5], використані стандартні температурні криві, наведені у Додатку Б. Температурні криві основані на наступних значеннях [5]:

- теплоємність бетону з вологістю 2-3 %. Температурні номограми визначені для вологості більше 2 %;

- теплоємність бетону густиною $\rho = 2000 - 2400 \frac{кг}{м^3}$.

Температуру у важкому бетоні слід визначати з коефіцієнтом 0,9 по значенню температури наведеної у номограмах [5].

За температурними кривими визначали значення температури прогріву перерізу, на відстані встановлення робочої арматури у зразках. Значення температури визначали для тривалості пожежі від 30 до 90 хв., з кроком в 30 хв. Визначені значення наведені у порівняльній таблиці (табл. 3).

Для проведення порівняльного розрахунку за [6], використаний теплотехнічний розрахунок перерізу. Модель впливу пожежі на даний переріз відповідає розрахунковому випадку при двох взаємно перпендикулярних обігрівних поверхнях (рис.4).

Таблиця 3

Таблиця порівняння результатів проведення теплотехнічних розрахунків

Метод визначення температури на робочій арматурі	Температура на робочій арматурі зразка, °С						
	Час у хв.						
	30	40	50	60	70	80	90
1	2	3	4	5	6	7	8
Натурне випробування зразок №1	125	209	232	238	287	316	363
Натурне випробування зразок №2	134	175	228	289	332	384	425
Визначення за ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:201X, [4]	150	-	-	310	-	-	450
Визначення за СТО 36554501-006-2006, [5]	120	-	-	270	-	-	405
Визначення за В.М. Ройтман "Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий"	67	136	223	304	376	439	493

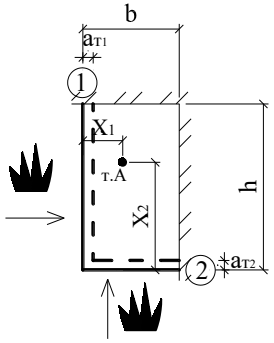


Рис.4. Розрахунковий переріз

Бетон конструкції на гранітному щебені густиною $\rho = 2450 \frac{кг}{м^3}$, вологістю $w = 5{,}2\%$, з наступними характеристиками:

- теплопровідність ($Вт/(м \cdot ^\circ C)$) : $\lambda(T) = A - B \cdot T$ за формулою (5.2, [6]);

- теплоємність ($к Дж/(кг \cdot ^\circ C)$): $c(T) = C + D \cdot T$ за формулою (5.3, [6]);

Значення коефіцієнтів A,B,C,D, приймали за табл. 9.3.2, розд. 9.3, [6];

- коефіцієнт температуропровідності:

$$\alpha_{red} = \frac{3.6 \cdot \lambda}{(c + 0.05w) \cdot \rho}, \text{ за формулою (5.4, [6]).}$$

Розраховували температуру прогріву для точки 1 (т.А) (рис.3, рис.4):

т.1 – на поверхні першого арматурного стержня ($X_1 = 5.5см$ см від поверхні «1» до арматури, $X_2 = 7.5см$ від поверхні «2»);

Температуру в т. А (рис. 3) визначали за формулою (5.6, [6]):

$$T_A = 1220 - 1200 \cdot [1 - (1 - r_1)^2] \cdot [1 - (1 - r_2)^2]$$

- прогрів з і -ї площини

$$r_i = \frac{X_i^*}{l} \le 1, \text{ за формулою (5.10, [6]);}$$

де l - товщина слою бетону, що почав прогріватися, м.

$$l = \sqrt{0.2 \cdot \alpha_{red} \cdot t} \text{ ,за формулою (5.11, [6]);}$$

X_i^* - параметр, який визначали за формулою (5.12, [6]);

$$X_1^* = x_i + \varphi_1 \cdot \sqrt{\alpha_{red}}, м,$$

де φ_1 - коефіцієнт, який залежить від густини бетону (табл. 9.3.3, розділ 9.3, [6]),

x_i - відстань від розглядуваної точки до і-ї обігрівної поверхні, м.

За теплотехнічним розрахунком визначали значення температури прогріву перерізу, на відстані встановлення робочої арматури у зразках. Значення температури визначали для тривалості пожежі від 30 до 90 хв. з кроком в 10 хв.

Визначені значення наведені у порівняльній таблиці (табл. 3).

Для зручності аналізу даних, результати занесені у таблицю 3, наведені у вигляді графіку (рис.5).

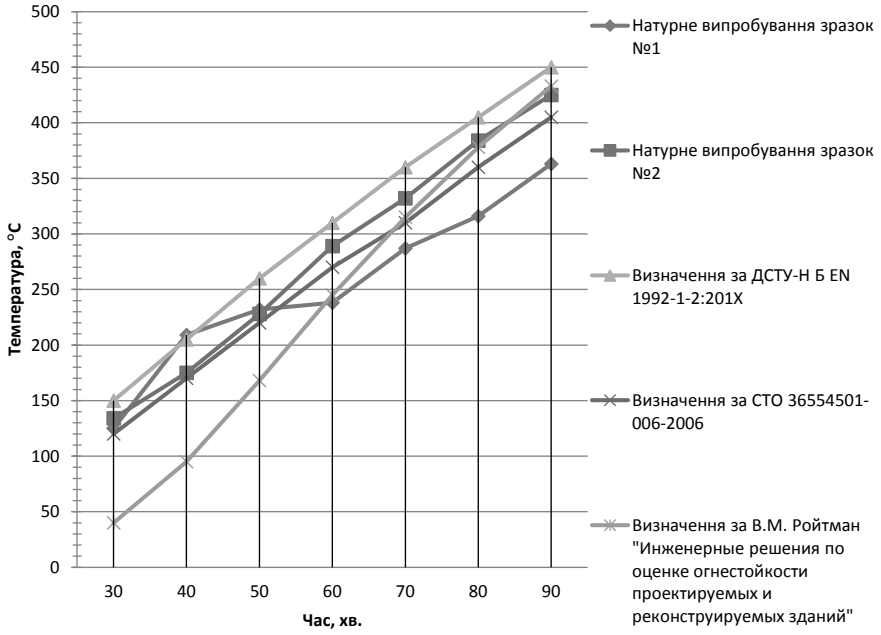


Рис. 5. Графік зміни температури в залежності від способу її визначення

З отриманих даних видно, що спосіб визначення температури у елементі за допомогою [4] та [5] дає схожий характер кривої та наближені до натурних випробувань данні температури прогріву перерізу елемента з розбіжністю в межах 15%.

В свою чергу, спосіб визначення температури за допомогою теплотехнічного розрахунку за [6] на стадії до 50 хв. показує, заниженні данні близько 50% розбіжності, в середній стадії 50…90 хв. схожий характер кривої та наближені до натурних випробувань данні температури прогріву перерізу з розбіжністю в межах 15%.

ВИСНОВКИ

З проведеного аналізу можна зробити висновок, що визначення температури у перерізі теоретичними методами, дає схожий характер кривої та наближені до натурних випробувань данні температури прогріву перерізу з розбіжністю в межах 15%. Така розбіжність вказує на достатньо точне визначення температури прогріву перерізу за допомогою ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:201X [4] та СТО 36554501-006-2006 [5].

Теплотехнічний розрахунок за В.М. Ройтманом [6], показав суттєву похибку близько 50% до 30-ї хв. пожежі. До 50-ї хв. похибка зменшилася до 5%, подальший розрахунок дає схожий характер кривої, та наближені до натурних випробувань данні температури прогріву перерізу елемента з розбіжністю в межах 15%.

Аналіз отриманих даних дозволяє, зробити висновок про достатню точність теоретичних методів визначення температури прогріву перерізу елемента, та доцільність їх використання у розрахунках на визначення межі вогнестійкості залізобетонних конструкцій.

Література

1. ДСТУ Б В.1.1-4-98*. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги. -К.: Держбуд України, 1999. -20 с.

2. ДБН В.1.1.7-2002 Пожежна безпека обєктів будівництва. -К.: Держбуд України, 2003. - 87 с.
3. Ковалишин В.В. «Експеременталні визначення межі вогнестійкості збірних залізобетонних східчастих складок» / Ковалишин В.В.,. Юзьків Т.Б, Гуцуляк Ю.В., Артеменко В.В., // Науковий вісник УкрНДІПБ, 2013. -Вип. 2(28). С.82-88.
4. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:201X. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість. -К.: Мінрегіон України, 201X. -117 с.
5. СТО 36554501-006-2006. Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкци. -М.: ФГУП «НИЦ Строительство», 2006. - 81 с.
6. В.М. Ройтман. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий/ В.М. Ройтман. -М.: Ассоциация "Пожарная безопасность и наука", 2001. - 382 с.

УДК 624.048; 624.21.095.32

Коваль М.П.,
Національний транспортний університет, м. Київ.

АСПЕКТИ МОДЕЛЮВАННЯ ТА РОЗРАХУНКУ МЕТОДОМ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ЗІ СТАЛЕВИМ ПРОФІЛЬОВАНИМ НАСТИЛОМ

В роботі розглянуті існуючі підходи до моделювання та розрахунку монолітних залізобетонних плит зі сталевим профільованим настилом за допомогою методу скінченних елементів; виділено основні проблеми та зроблено висновки про особливості скінченно-елементних розрахунків таких конструкцій.

Existing techniques for modeling and calculation of concrete slabs with corrugated steel decking using the finite element method are considered. Main problems are highlighted and conclusions of features of such structures finite element calculations are made.

Вступ. Стрімкий розвиток обчислювальної техніки та широка доступність потужних персональних комп'ютерів посприяла еволюційному розвитку програмних комплексів (ПК) для розрахунків інженерних конструкцій, зокрема будівель та споруд. Значної популярності набули ПК, що здійснюють розрахунки за допомогою чисельних методів, зокрема – методу скінченних елементів (МСЕ). Сучасні системи автоматизованого проектування дозволяють здійснювати моделювання та розрахунок методом скінченних елементів будівель, споруд та їх елементів значної складності – скажімо, висотних монолітно-каркасних споруд при взаємодії із грунтовими масивами основи. У вітчизняній будівельній науці тривають дослідження моделювання новітніх композитних будівельних конструкцій за допомогою МСЕ.

Останніми десятиліттями набувають популярності композитні конструкції, що отримали назву сталезалізобетонних; прикладом таких конструкцій є монолітні залізобетонні плити зі сталевим профільованим настилом (СПН), що служить незнімною опалубкою на стадії спорудження конструкції, а на стадії експлуатації може виконувати роль зовнішньої робочої арматури (РА) плити (рис. 1). Застосування СПН як РА монолітних плит

дозволяє задіяти резерви міцності таких конструкцій, проте це можливо лише при надійному забезпеченні сумісної роботи настилу та бетону плити [1]; при цьому робота таких композитних плит дещо відрізняється від роботи класичних залізобетонних плит.

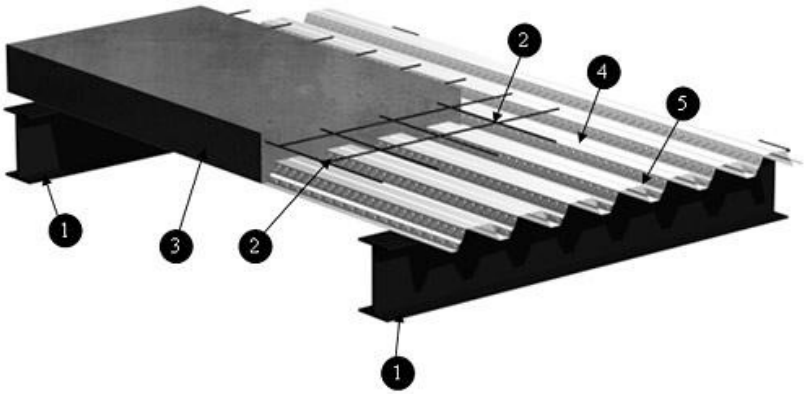
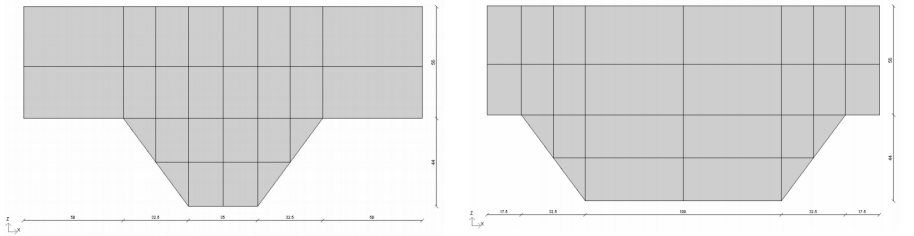


Рис. 1. Залізобетонна плита із профільованим настилом
1 – головна балка; 2 – стрижнева арматура плити; 3 – бетон плити;
4 – сталевий профільований настил; 5 – опорний анкер.

Постановка задачі. Моделювання та розрахунок залізобетонних плит зі СПН методом скінченних елементів можливі при правильному розумінні специфіки роботи таких конструкцій та особливостей застосовуваних програмних комплексів. Метою даного дослідження є вивчення та оцінка досвіду моделювання та розрахунку залізобетонних плит зі сталевим профільованим настилом, та визначення перспективних напрямків подальших теоретичних та практичних досліджень.

Існуючі підходи до вирішення поставленої задачі. У зв'язку з актуальністю даного питання низкою дослідників здійснювались різні спроби його вирішення. Так у роботах [2] та [3] наведені результати скінченно-елементного моделювання у програмному комплексі "Ліра" двопрогонових залізобетонних плит із профільованим настилом С44, орієнтованого вузькими гофрами вниз ([2], рис. 2, а) та широкими гофрами вниз ([3], рис. 2, б). В обох випадках з метою зменшення порядка вирішуваної системи розглядався один

гофр плити із тавровими звисами полиць; бетон плити класу В15 моделювався об'ємними СЕ, настил – пластинчастими елементами, арматура – стрижневими СЕ; відомості про моделювання в розрахункових схемах опорних анкерів в роботах відсутні. Вузли бокових граней бетонних перерізів були закріплені від переміщень, перпендикулярних цим граням.



а) б)

Рис. 2. Візуалізація скінченно-елементних моделей
а) – об'ємна модель плити із СПН, орієнтованим вузькими гофрами вниз;
б) – об'ємна модель плити із СПН, орієнтованим широкими гофрами вниз.

Розрахунок конструкції при прикладанні власної ваги та корисного навантаження виконувався у двох постановках – фізично лінійній та фізично нелінійній (із врахуванням відповідних законів нелінійного деформування бетону плити та сталі профільованого настилу). За результатами розрахунків були зроблені висновки, що розрахунок скінченно-елементної моделі в фізично лінійній постановці не дозволяє врахувати реальні властивості матеріалів та дає похибку більше 25% по обчислених прогинах та еквівалентних напруженнях розтягу в бетоні та настилі; при опиранні плит вузькими гранями гофра бетон руйнується в опорних зонах, а при опиранні плит широкими гофрами руйнувань бетону не виявлено.

Розвиток даного підходу наведений в роботі [4], де на прикладену власну конструкції та корисне навантаження розраховувалась скінченно-елементна модель двопрогонової плити, аналогічна [2] та наведеній на рис. 2, а. В роботі зазначено, що у моделі були передбачені опорні анкери (змодельовані стрижневими СЕ).

Нелінійний розрахунок конструкції із бетону класу В15 дозволив встановити зони тріщиноутворення – у ребрах прогонових частинах плити (в зоні дії максимальних додатніх згинальних моментів), в ребрах плити на приопорних ділянках крайніх опор та в верхній частині надопорної зони середньої опори. Крім тріщин, розрахунок показав руйнування бетону в верхній частині надопорної зони середньої опори.

Нелінійний перерахунок конструкції із бетону класу В20 показав, що порівняно з первинним розрахунком максимальні прогини плити зменшились на 14,57%, відсоток тріщиноутворення збільшився з 4,9% до 5,0%, а руйнування бетону при розтязі верхньої частини надопорної зони середньої опори відсутній (незважаючи на наявність там тріщин). Нелінійний перерахунок конструкції із бетону класу В25 порівняно з первинним розрахунком показав зменшення максимальних прогинів на 23,25% та зменшення відсотку тріщиноутворення до 4,0%.

Визнаючи наукову цінність результатів робіт [2] – [4], автор повинен зазначити, що відсутність порівняння результатів даних скінченно-елементних розрахунків із результатами натурних експериментів не дозволяє безоглядно використовувати дані підходи до скінченно-елементного моделювання та розрахунків конструкцій зі СПН.

В роботі [5] наведені результати порівняльних розрахунків монолітного залізобетонного безбалкового перекриття та перекриття із застосуванням СПН як незнімної опалубки; тривимірне скінченно-елементне моделювання конструкцій з подальшим розрахунком проводилось у ПК "Лира 9.4". За результатами проведеної роботи був зроблений висновок про доведення надійності запропонованого ними перекриття зі СПН та про економію будівельних матеріалів – сталі (35%) та бетону (13%). Висновок "Розроблена оригінальна модель сталебетонного перекриття, яка враховує спільну роботу бетону і зовнішньої арматури" є маловерифіковуваним: в цілому в роботі, за винятком фрази "Для моделювання зчеплення СПН з бетоном введено

вертикальні зв'язувальні елементи, які за своїми силовими характеристиками відповідають міцності анкерного гвинта" не міститься детального опису чи зрозумілих ілюстрацій розраховуваної скінченно-елементної моделі.

Скінченно-елементне моделювання залізобетонної плити із СПН, комбінованої із сталевими шпренгелями, з метою отримання згинальних моментів, що діяли в елементах конструкції, проведено в роботі [6] (с. 98 – 100). В роботі не наведені детальні відомості про формування розрахункової схеми, втім зазначено, що при створенні РС застосовувались два підходи: за першим сталезалізобетонна плита моделювалась пластинчастими СЕ, а шпренгелі – стрижневими, а за другим - плиту приймали як балки відповідної ширини, а сталезалізобетонний пояс задавався числовим значенням, для чого жорсткість поясу рахували відповідно до рекомендації ДБН В.2.6-160:2010 "Сталезалізобетонні конструкції" за прийнятою шириною полички.

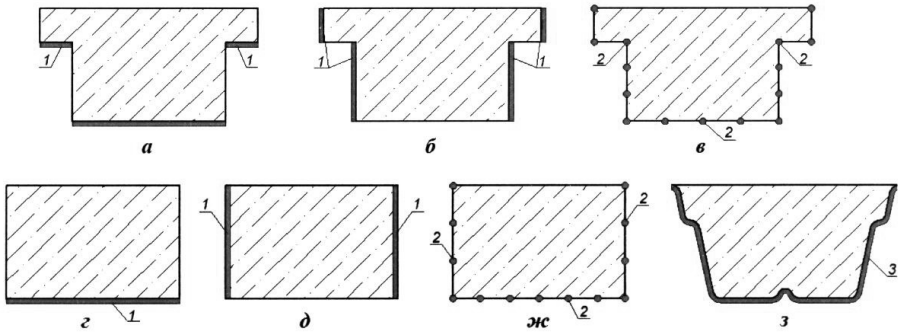


Рис. 3. Арматурні включення у перерізах розрахункових моделей
1 – листове армування; 2 – точкове армування; 3 – у формі СПН;
а) ... в) – армування таврового перерізу; г) ... ж) – армування прямокутного перерізу; з) армування перерізу, геометрично ідентичного натурному

Значний обсяг чисельних досліджень напружено-деформованого стану залізобетонних плит зі сталевим профільованим настилом за допомогою МСЕ проведені в роботі [7]. Об'єктом досліджень були так звані плити серії П-І – однопрогонові плити довжиною 2 м та шириною 0,81 м, робочою арматурою яких був СПН Н75-750-0,7, орієнтований широкими гофрами донизу.

Скінченно-елементне моделювання проводилось у ПК "ЛИРА-САПР 2013" за трьома типами розрахункових моделей, що відрізнялись між собою формою поперечного перерізу ребер плити (тавр – серія МП-І, прямокутник – серія МП-ІІ та геометрично ідентичний натурному – серія МП-ІІІ) і армуванням (рис. 3).

Серії розрахункових моделей поділялись на підсерії, що відрізнялись типами арматурних включень та їх розміщенням, які залежали від специфіки можливостей моделювання армувань перерізів у програмному комплексі. Особливий інтерес представляла форма перерізу ребра, геометрично ідентична натурному та армованому по периметру (експортовані із САПР "AutoCAD").

Основою скінченно-елементних моделей була полиця перерізу, утворена пластинчастими елементами (фізично нелінійні універсальні прямокутні СЕ оболонки, тип 241), до яких по осях гофрів жорсткими вставками "підвішувались" стрижні (фізично нелінійні універсальні просторові стрижневі СЕ, тип 210) з необхідними геометричними, жорсткісними та армуючими характеристиками. Пластини, що знаходились по краях плити та між стрижнями, у нижній зоні були армовані листовим армуючим матеріалом, що відображав розташування в цих місцях верхніх полиць СПН.

Власна вага конструкції, автоматично розраховувана ПК "ЛИРА-САПР 2013", прикладалось миттєво, одним кроком, із простим кроковим розрахунком та мінімальною кількістю ітерацій – 300. Зовнішнє статичне навантаження (прикладуване як рівномірно-розподілене стрічкове за схемою чистого згину) прикладалось за 100 кроків, із простим кроковим розрахунком та мінімальною кількістю ітерацій – 300.

Отримані результати розрахунків показали, що найбільш точні дані руйнівного навантаження характерні моделей із ребрами в вигляді таврових перерізів, в яких арматурні включення розміщені на горизонтальних ділянках у вигляді листового армування. Аналіз результатів розрахунку моделі із формою ребер, ідентичною натуральній, засвідчує значні відхилення у значеннях руйнівного навантаження та прогину плити в середині прогону, що можна

пояснити особливістю моделювання армування: ПК розраховує конструкцію, в якій арматура ідеально жорстко зчеплена із бетоном плити. В реальності ж відбувається поступова втрата зчеплення по контакту "сталь-бетон", поява сил тертя із ростом навантаження і повне відшарування СПН при досягненні руйнуючого навантаження. Був зроблений висновок, що такі чисельні моделі не можна використовувати для скінченно-елементного розрахунку плит із СПН.

Розроблені за участю автора Рекомендації з розрахунку плит проїзної частини мостів зі СПН [8] містять одну з ключових вимог – для розрахунку ППЧ визначення зусиль у ній слід проводити за методикою, що враховує просторову роботу плити. З цією метою автором проводилось скінченно-елементне моделювання та розрахунок двох прогонових будов мостів із плитою проїзної частини зі СПН у ПК "Лира 9.6". Профільований настил у обох випадках застосовувався як незнімна опалубка та не мав передбачених анкерних засобів для надійної сумісної роботи з бетоном плит як робоча арматура, тому його наявність в моделях не враховувалась; втім наявність СПН забезпечує ребристість ППЧ і, відповідно, підвищує її жорсткість, що було вирішено врахувати в розрахункових моделях.

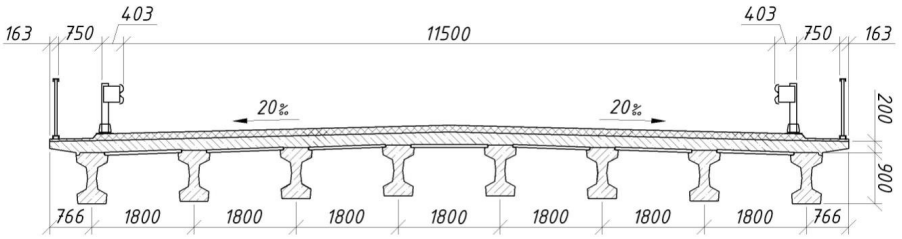


Рис. 4. Поперечний переріз прогонової будови моста на а/д Н-13, км 57+206

Однопрогоновий (довжина прогону 16 м) балочний міст габаритом Г-11,5+2×0,75 м на автомобільній дорозі Н-13 Львів-Самбір-Ужгород, км 57+206, розташований біля с. Луки Львівської області, перетинає струмок. Головні балки – попередньо напружені залізобетонні типу 3Bet-90 висотою 0,9 м; поверху балки об’єднані монолітною залізобетонною плитою проїзної частини зі сталевим профільованим настилом Т-50, вкладеним гофрами

впоперек осі прогонової будови на конструктивні виступи верхньої частини балок. Товщина плити змінна – 250 мм в ділянках без гофрів та 270 мм в ділянках з гофрами. По висоті плита армується двома сітками; робоча арматура Ø16 А400С з кроком 125 мм, поперечна арматура Ø10 А400С з кроком 185 мм.

Основою розрахункової схеми є плита проїзної частини розміром 16×14,04 м. Враховуючи конструктивні особливості плити, для дроблення плити використовувалась дрібна вузлова сітка:

- 2×0,25 м + 7×(2×0,22 м + 8×0,17 м) + 2×0,22 м + 2×0,25 м – у поперечному напрямі;

- 0,205 м + 62×(0,09 м + 0,16 м) + 0,09 м + 0,205 м – у поздовжньому напрямі.

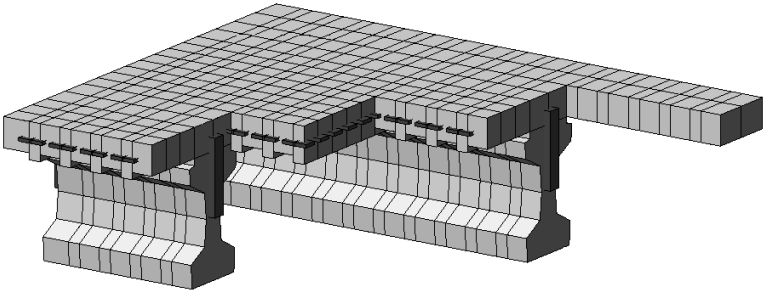


Рис. 5. 3D-візуалізація фрагмента розрахункової схеми – плити проїзної частини, головних балок Б-7, Б-8 та тротуарної консолі

Плита проїзної частини змодельована пластинами (CE №241). Враховуючи ребристу форму поздовжнього перерізу плити внаслідок використання сталевого профільованого настилу як незнімної опалубки, плита моделювалась двома типами пластин – товщиною 22 см (ділянки плити без гофрів – тротуарні консолі та плита над головними балками) та 27 см (ділянки плити з гофрами між головними балками). Жорсткістні параметри матеріалу плити – нелінійні для важкого бетону класу В30 природнього твердіння (25-й закон нелінійного деформування). Армуючий матеріал (арматура А400С)

враховувався у вигляді фізичних еквівалентів сіток у відсотках армування (11-й закон нелінійного деформування).

Пластини товщиною 27 см, розташовані між головними балками, опущені на 25 мм униз жорсткими вставками пластин для моделювання ребристості плити. Головні балки змодельовані стержнями (СЕ №10), розташовані з кроком 1,8 м у поперечному напрямку. Переріз балки був створений у системі ЛИР-КС за допомогою імпорту креслення поперечного перерізу балки формату DXF із САПР "AutoCAD". Жорсткісні параметри головних балок лінійні (бетон класу В30). Стержні опущені жорсткими вставками на 562 мм вниз.

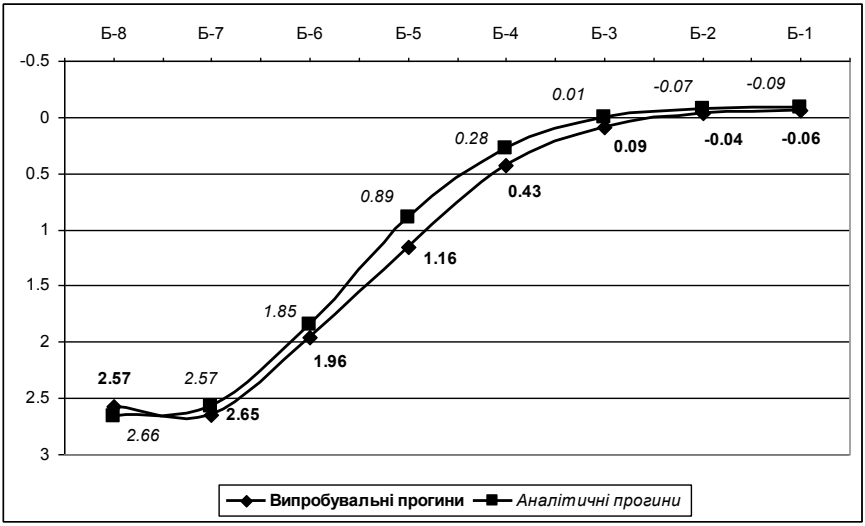


Рис. 6. Порівняння аналітичних та випробувальних значень прогинів головних балок посередині прогону (в мм) при завантаженні за схемою 1.4.

Коректність даної скінченно-елементної моделі була перевірена за допомогою співставлення результатів аналітичного розрахунку та натурних випробувань моста. Випробувальним навантаженням при статичних випробуваннях був чотиривісний автомобіль КамАЗ-65201 із ґрунтовим баластом в кузові (загальна маса автомобіля 40 тонн), що встановлювався на

проїзній частині моста за двадцятьма послідовними схемами завантажень. Ці двадцять схем нелінійного завантаження були окремо прикладені до скінченно-елементної моделі; навантаження прикладалось до плити у вигляді зосереджених сил із належним значенням, що відповідали навантаженням, припадаючим на кожне колесо автомобіля. Спосіб розрахунку – простий однокроковий, з максимальною кількістю ітерацій 300, з обчисленням переміщень у вузлах та зусиллях в елементах. Отримані під час випробувань та внаслідок розрахунку прогини головних балок посередині прогону були співставлені між собою, внаслідок чого був зроблений висновок про їх хорошу збіжність (див. рис. 6, 7).

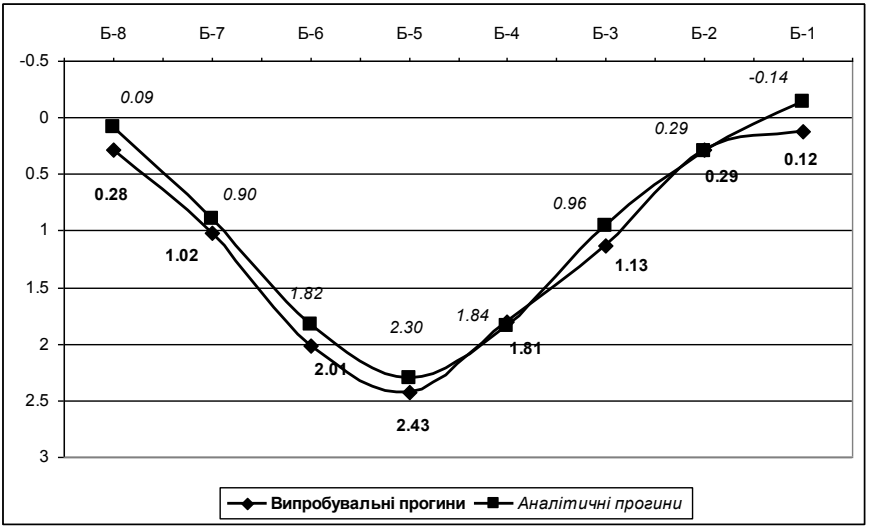


Рис. 7. Порівняння аналітичних та випробувальних значень прогинів головних балок посередині прогону (в мм) при завантаженні за схемою 3.4.

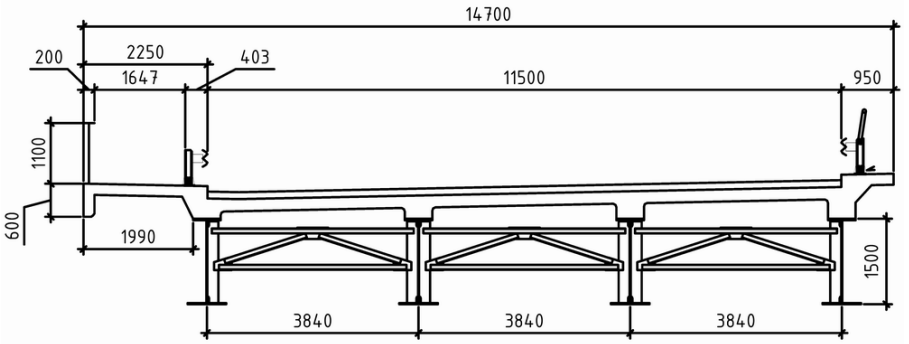


Рис. 8. Поперечний переріз прогонової будови моста на а/д М-07, км 446+354

Аналогічний підхід був застосований при скінченно-елементному моделюванні однопрогонового з двома консолями (статична схема 8,0 + 42,0 + 8,0 м) шляхопроводу (рис. 8) на автомобільній дорозі М-07 Київ – Ковель – Ягодин (на Люблін), км 446+354, що складається із двох сталезалізобетонних прогонових будов ідентичного проектування габаритом Г-11,5+1,65 м, розташованих симетрично, кожна з яких відведена під окрему (праву та ліву) смуги руху. Прогонові будови сталезалізобетоні з металевими балками із суцільною стінкою і монолітною залізобетонною плитою зі сталевим профільованим настилом Т44-1000, вкладеного гофрами вздовж осі прогонової будови. По висоті плита армується двома сітками; поперечна арматура плити Ø20 АІІІ з кроком 200 мм, поздовжня арматура плити Ø20 АІІІ з кроком 160 мм.

Основою розрахункової схеми (рис. 9) є плита проїзної частини розміром 12,12 м × 58,00 м. Враховуючи конструктивні особливості плити, для дроблення плити використовувалась дрібна вузлова сітка:

- 3 × (2×0,3 м + 0,087 м + 15 × (0,067 м + 0,133 м) + 0,067 м + 0,086 м) +
+ 2×0,3 м– у поперечному напрямі;
- 232×0,25 м – у поздовжньому напрямі.

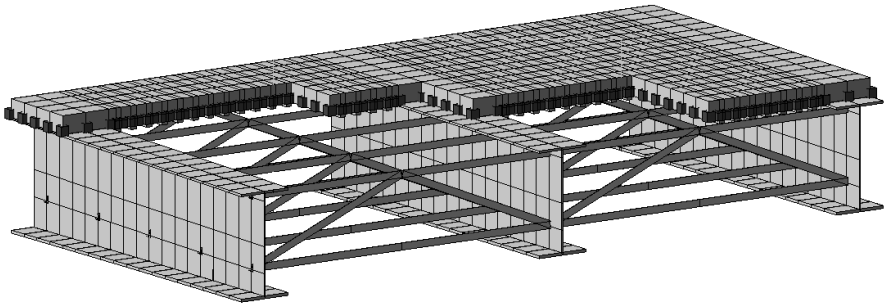


Рис. 9. 3D-візуалізація фрагмента розрахункової схеми – плити проїзної частини, головних балок та поперечних в'язей.

Плита проїзної частини змодельована пластинами (СЕ №241). Враховуючи ребристу форму поздовжнього перерізу плити внаслідок використання сталевого профільованого настилу як незнімної опалубки, плита моделювалась двома типами пластин – товщиною 22 см (ділянки плити без гофрів – тротуарні консолі та плита над головними балками) та 26,4 см (ділянки плити з гофрами між головними балками). Жорсткістні параметри матеріалу плити – нелінійні для важкого бетону класу В30 природнього твердіння (25-й закон нелінійного деформування). Армуючий матеріал (арматура АІІІ) враховувався у вигляді фізичних еквівалентів сіток у відсотках армування (11-й закон нелінійного деформування).

Пластини плити товщиною 22 см підняті жорсткими вставками на 11 см. Пластини плити товщиною 26,4 см підняті жорсткими вставками на 8,8 см. Тротуарна консоль та конструктивна консоль плити змодельовані пластинами товщиною 20 см (СЕ №241). Жорсткісні параметри – основного матеріалу нелінійні (важкий бетон класу В30 природнього твердіння, 25-й закон нелінійного деформування), армуючий матеріал не задавався.

Головні балки змодельовані пластинами (СЕ №41). Конфігурація стінки балки, змінної по висоті, була задана по вузлах, імпортованих з файлу формату DXF із САПР "AutoCAD". Жорсткісні параметри головних балок лінійні. Головні балки згідно з проектними даними об'єднані поперечними в'язями (стержнями, СЕ №10) із одинарних рівнополичкових кутників 80×80×8.

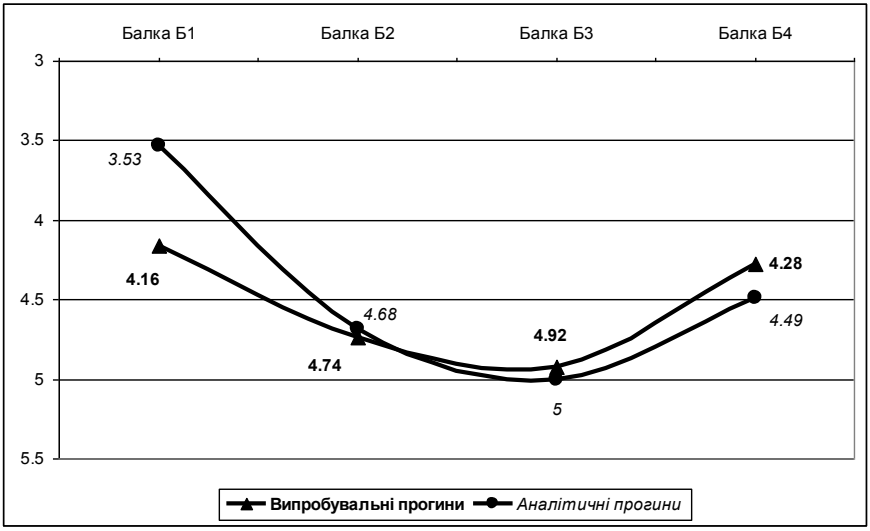


Рис. 10. Порівняння аналітичних та випробувальних значень прогинів головних балок посередині прогону (в мм) при завантаженні за схемою 11.

Коректність даної скінченно-елементної моделі була перевірена за допомогою співставлення результатів аналітичного розрахунку та натурних випробувань шляхопроводу. Ліва прогонова будова випробовувалась чотирма автомобілями КамАЗ (масою по 20 т кожен) та двома автомобілями КрАЗ (масою по 25 т кожен) за 9 схемами завантаження (з розташуванням автомобілей на консолях та в прогоні); права прогонова будова випробовувалась трьома автомобілями КамАЗ (масою по 20 т кожен), двома автомобілями КрАЗ (масою по 25 т кожен) та одним автомобілем УРАЛ масою 20 т за 6 схемами завантаження (з розташуванням автомобілей на консолях та в прогоні).

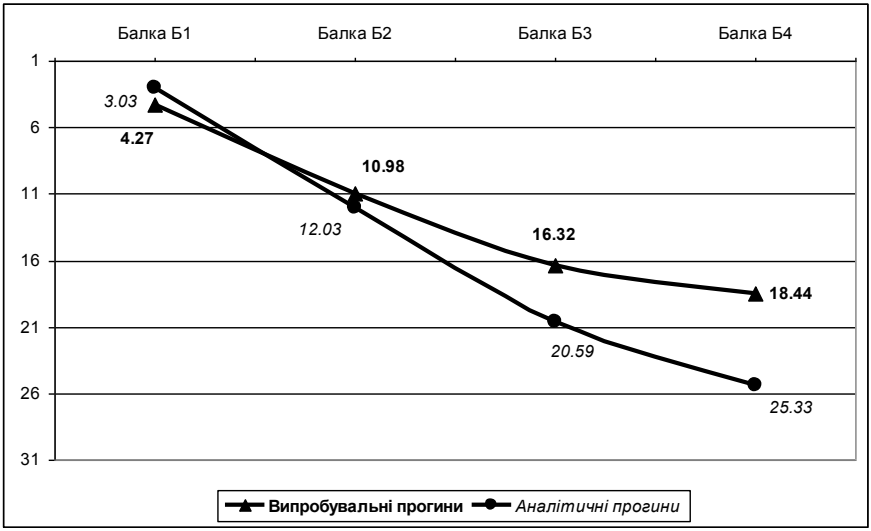


Рис. 11. Порівняння аналітичних та випробувальних значень прогинів головних балок посередині прогону (в мм) при завантаженні за схемою 15.

Оскільки обидві прогонові будови збудовані за ідентичними проектами, для зручності завантаження скінченно-елементної схеми та подальшої роботи над результатами ці 15 перенумерованих випробувальних схем прикладались в окремих нелінійних завантаженнях до однієї скінченно-елементної моделі; навантаження прикладалось до плити у вигляді зосереджених сил із належним значенням, що відповідали навантаженням, припадаючим на кожне колесо автомобіля. Спосіб розрахунку – простий однокроковий, з максимальною кількістю ітерацій 300, з обчисленням переміщень у вузлах та зусиллях в елементах. Отримані під час випробувань та внаслідок розрахунку прогини головних балок посередині прогону були співставлені між собою, внаслідок чого був зроблений висновок про їх хорошу збіжність (див. рис. 10, 11).

У правильності вибраного підходу – відсутності СПН як структурного елементу скінченно-елементних моделей – автор впевнився після проведення стендових випробувань дослідних залізобетонних плит, армованих сталевим профільованим настилом із різним опорним та прогоновим анкеруванням [1, 9,

10]. При невеликих навантаженнях сумісна робота сталі настилу та бетону плити забезпечується силами їх склеювання; після перевищення певних рівнів навантаження цей контакт порушується і СПН відшаровується від бетону, внаслідок чого різко зростає деформативність конструкцій, активно розвиваються тріщини у розтягнутій зоні бетону (стримування), а робота таких плит нагадує роботу складених стрижнів [11]. Наявність прогонового анкерування СПН покращує роботу конструкцій, дозволяючи повніше використовувати несну здатність настилу як робочої арматури, проте не дозволяє гарантовано уникнути його відшарування від бетону; при цьому значення руйнівних навантажень для таких конструкцій є значно вищим, ніж значення навантажень, при яких відбувається відшарування настилу, перерозподіл внутрішніх зусиль та зміна характеру роботи конструкцій.

Висновки.

1. На даний момент у популярних вітчизняних програмних комплексах не реалізовані елементи, що повною мірою враховували би наявність зовнішнього армування конструкцій. У зв'язку з цим створення скінченноелементних моделей конструкцій є утруднене через низку причин, зумовлених специфікою створення таких моделей.

2. Достовірність результатів розрахунку за тією чи іншою моделлю може бути підтверджена лише експериментальними дослідженнями із подальшим порівнянням результатів розрахунків та натурних випробувань конструкції.

3. СПН не може бути ідеально зчепленим із бетоном плити на всіх стадіях роботи конструкції, тому актуальним питанням є створення скінченно-елементної моделі, у якій би була передбачена можливість відшарування настилу від бетону плити та їхня подальша робота, наближена до натурної.

4. В загальному випадку при скінченно-елементному моделюванні монолітних плит зі СПН доцільно не вводити настил в розрахункову схему як структурний елемент, оскільки це може суттєво спотворити отримані результати розрахунку.

5. Без вирішення описаних вище проблем скінченно-елементне моделювання монолітних плит слід здійснювати без наявності СПН як структурного елемента розрахункової схеми. Зусилля, отримані внаслідок розрахунку такої скінченно-елементної моделі, можна використовувати при подальших розрахунках конструкцій за методиками, що враховують наявність СПН у розрахункових перерізах.

Література

1. Коваль М. П. Ефективність прогонового анкерування сталевого профільованого настилу у монолітних залізобетонних плитах / Коваль М. П. // Збірник матеріалів Всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів "Композиційні будівельні матеріали і вироби – шляхи підвищення надійності, довговічності, корозієстійкості" (25 листопада 2015 р.). – Полтава: ПолтНТУ, 2015. – с. 53 – 57.
2. Кирьязев П. Н. Исследование напряженно деформированного состояния монолитного перекрытия по несъёмной опалубке / П. Н. Кирьязев, В. В. Бондарчук, А. Е. Пантелеев // Сборник научных трудов Донбасского государственного технического университета – Алчевск, ДонГТУ: 2010. – Вып. 30. – с. 233 – 236.
3. Кирьязев П.Н. Исследование напряженного состояния бетона на опорных участках композитных плит / П. Н. Кирьязев, В. В. Бондарчук, А. Е. Пантелеев // Сборник научных трудов Донбасского государственного технического университета – Алчевск, ДонГТУ: 2010. – Вып. 30. – с. 237 – 240.
4. Бондарчук В. В. Исследование напряженного состояния бетона на приопорных участках сталежелезобетонных двухпролетных плит с несъемной опалубкой из профилированного настила, ориентированного узкими полками вниз / В. В. Бондарчук, А. Е. Пантелеев // Сборник научных трудов Донбасского государственного технического университета. – Алчевск, ДонГТУ: 2013. – Вып. 39. – С. 187 – 191.
5. Попов В. О. Моделювання сталебетонного перекриття по профнастилу для оцінки надійності та ефективності / В. О. Попов, Н. М. Бриль, О. А. Тесля // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві: науково-технічний збірник – Вінниця, 2011. – Том 11, №2. – с. 10 – 14.
6. Вибранець Ю. Ю. Міцність і деформативність комбінованих металевих систем, об'єднаних у сумісну роботу зі залізобетонною плитою : дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 "Будівельні конструкції, будівлі та споруди" / Ю. Ю. Вибранець. – Львів, 2015. – 158 с.

7. Шармаков Є. Л. Міцність і деформації анкерування сталевого профільованого настилу до залізобетонної плити: дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 "Будівельні конструкції, будівлі та споруди" / Є. Л. Шармаков. – Київ, 2014. – 167 с.

8. Методичні рекомендації з розрахунку плит проїзної частини мостів із сталевим профільованим настилом : МР В.2.2-02070915-831:2013. – Київ, 2013. – 95 с.

9. Коваль М. П. Випробування монолітних плит, армованих сталевим профільованим настилом без прогонового анкерування та із прогоновим анкеруванням базальтопластиковими стрижнями / Коваль М. П. // Бетон и железобетон в Украине. – 2015. – №2(84). – с. 19 – 25.

10. Коваль М. П. Испытания монолитных железобетонных плит, армированных стальным профилированным настилом Т57 с приварными пролётными анкерами / Коваль М. П. // Наука и мир. Международный научный журнал. – Волгоград: изд-во "Научное обозрение", 2015. – №6(22). – с. 42 – 47.

11. Козарь В. І. Монолітні залізобетонні плити по сталевому профільованому настилу: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 "Будівельні конструкції, будівлі та споруди" / В. І. Козарь. – Полтава, 1999. – 19 с.

УДК 624.012.045

к.т.н., проф. **Масюк Г.Х.,**
Національний університет водного господарства
та природокористування, м. Рівне

ПРОЦЕСИ ТРІЩИНОУТВОРЕННЯ В ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТАХ ЗА ДІЇ ЗНАКОЗМІННИХ МАЛОЦИКЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ ТА ІХ АНАЛІЗ НА ОСНОВІ РОЗРАХУНКОВОЇ МОДЕЛІ ОПОРУ ЗАЛІЗОБЕТОНУ

За результатами експериментально-теоретичних досліджень на основі розрахункової моделі силового опору залізобетону, розглянуті питання тріщиноутворення в згинальних залізобетонних елементах за дії малоциклових навантажень з зазначенням класифікації тріщин за граничними умовами їх утворення.

Довговічність залізобетонних конструкцій в процесі експлуатації і їх надійність в роботі залежить від багатьох факторів. Не завжди несуча здатність являється основним фактором, що забезпечує довговічність залізобетонних конструкцій. При складних режимах завантажень, досить часто такі фактори як тріщиностійкість, ширина розкриття тріщин, деформативність, прогини, навіть при експлуатації в нормальних умовах навколишнього середовища, є визначальними для забезпечення надійної роботи і довговічності згинальних залізобетонних елементів.

Значна кількість залізобетонних конструкцій зазнає в процесі експлуатації дії малоциклових знакозмінних і повторних навантажень різних рівнів. Це технологічні, сейсмічні, температурно-вологісні, вітрові і ряд інших навантажень, що можуть викликати вище вказані дії. Якщо питання визначення несучої здатності залізобетонних конструкцій, які працюють в умовах повторних малоциклових і знакозмінних навантажень в певній мірі вивчені, то питання тріщиностійкості, деформативності, особливо похилих перерізів, за дії малоциклових знакозмінних навантажень вивчені недостатньо. Діючі нормативні документи не в повній мірі відображають реальний характер роботи залізобетонних конструкцій з урахуванням реального деформування матеріалів, характер тріщиноутворення при повторних, а тим більше при малоциклових знакозмінних навантаженнях.

Міцність бетону і арматури при тривалій дії циклічних навантаженнях зменшується, а повзучість бетону збільшується, що приводить до збільшення залишкових деформацій бетону. Такий режим навантажень викликає неперервну зміну напружено-деформованого стану конструкції і зміну межі витривалості бетону і арматури. Тому що, після кожного наступного пів циклу знакозмінних навантажень, ми отримаємо конструкцію з іншими фізико-механічними характеристиками матеріалів порівняно з першим навантаженням.

В зв'язку з цим після кожного пів циклу завантажень необхідно одночасно оцінювати внутрішні зусилля (напруження) стану бетону і арматури, їх залишкову міцність в складі конструкції.

При проведенні аналізу експериментальних досліджень автора і інших авторів визначити характер утворення і ширини розкриття тріщин в згинальних елементах в зонах сумісної дії згинальних моментів і поперечних сил за дії малоциклових знакозмінних навантажень при різних прольотах «зрізу» та рівнів завантажень з використанням розрахункової моделі опору залізобетону.

Відомо, що утворення будь-яких тріщин в залізобетоні приводить до порушень його цілісності. Тому використання тут залежностей механіки твердого деформованого тіла викликає ряд труднощів. Для того щоб реально дослідити напружено - деформований стан в зонах навколо тріщин і проаналізувати його вплив на несучу здатність і жорсткість залізобетонних елементів поряд із залученням вихідних положень механіки руйнування, необхідно мати достовірні результати експериментальних досліджень і чітко знати класифікацію тріщин. В залізобетонних згинальних елементах в залежності від зовнішніх силових дій тріщини утворюються, як наведено в роботі [1], трьох типів (рис.1):

- нормальні до повздовжньої вісі елемента, які пересікають повздовжню і поперечну арматуру, а можуть бути між поперечними стержнями і утворюються на ділянках, де $M \geq M_{cr}$, а $V < V_{cr}$;
- похилі до повздовжньої вісі елемента, які пересікають повздовжню і поперечну арматуру і утворюються на ділянках, де $M < M_{cr}$, а $V \geq V_{cr}$;
- похилі до повздовжньої вісі елемента, які пересікають тільки поперечну арматуру і утворюються на рівні проходження нейтральної лінії в перерізі, як правило, на приопорних ділянках, де $M < M_{cr}$, а $V \geq V_{cr}$;

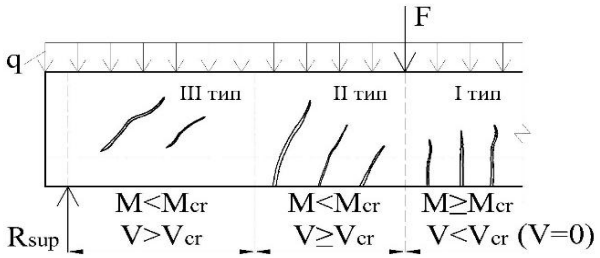


Рис.1. Класифікація тріщин за граничними умовами їх утворень

де M_{cr}, V_{cr} – згинальний момент і поперечна сила, які відповідають вичерпанню опору поперечних перерізів, утворенню тріщин, відповідно нормальних зі сторони розтягнутої грані і похилих (на рівні нейтральної вісі);

M і V – максимальні значення згинального моменту і поперечної сили від зовнішнього навантаження на ділянці, що розглядається.

Під час проведення експериментальні дослідження процеси тріщиноутворення в згинальних залізобетонних елементах за дії знакозмінних навантажень проводились на балках, зразки яких і методика випробувань вказані в роботах [2, 3, 4, 5].

В процесі проведення експериментальних досліджень ретельно слідкували за появою нормальних і похилих тріщин на кожному ступені навантаження і напівциклах «а» і «б» першого і наступного циклів з заміром їх ширини розкриття.

При проведенні експериментальних досліджень дослідних зразків на початку навантаження на напівциклах «а» і «б» першого циклу практично у всіх балках з'являються нормальні тріщини типу I в зоні «чистого» згину та на невеликих ділянках сумісної дії M і V. I

з збільшенням навантажень з'являлись нові тріщини типу II, які починались розвиватись з розтягнутої зони і були перпендикулярні до повздовжньої розтягнутої арматури, а потім нахилялись в бік прикладання зовнішньої зосередженої сили. Це пояснюється зміною співвідношення M/V.

Після суттєвого збільшення зовнішнього навантаження $F=0,45F_u$, утворились ближче до опори похилі тріщини типу III. Поява їх була приблизно посередині висоти перерізу балки. Після появи цих тріщин процес розвитку тріщин типу I дещо призупинився, особливо це помітно в балках з невеликим прольотом «зрізу».

Слід зазначити, що утворення тріщин, як нормальних так і похилих у дослідних балках відбувається при різних значеннях навантаження в залежності від величини прогону « зрізу». На першому напівциклі «б», значення зусиль при яких утворилися нормальні і похилі тріщини, дещо зменшилися.

Дані утворення тріщин наведені в таблиці 1.

Аналіз експериментальних досліджень показав, що нормальні тріщини в усіх випробуваних балках в напівциклах «1а» і «1б» утворювались в розтягнутій зоні при навантаженнях $F=(0,28…0,35)F_u$ від руйнівного навантаження .

Похилі тріщини в балках в напівциклах «1а» і «1б» утворились при більших навантаженнях $F=(0,45…0,55)F_u$ від руйнівного.

Високі рівні завантаження балок перед утворенням тріщин пояснюються високим класом бетону – С 30/35. Характер і черговість утворення тріщин в дослідних зразках залежить від прогону «зрізу». Із збільшенням прогону «зрізу» нормальні тріщини утворювались при менших значеннях навантажень, а похилі – навпаки.

Характер утворення тріщин в дослідних зразках за дії знакозмінних навантажень при різних прогонах «зрізу» наведений на рис. 2

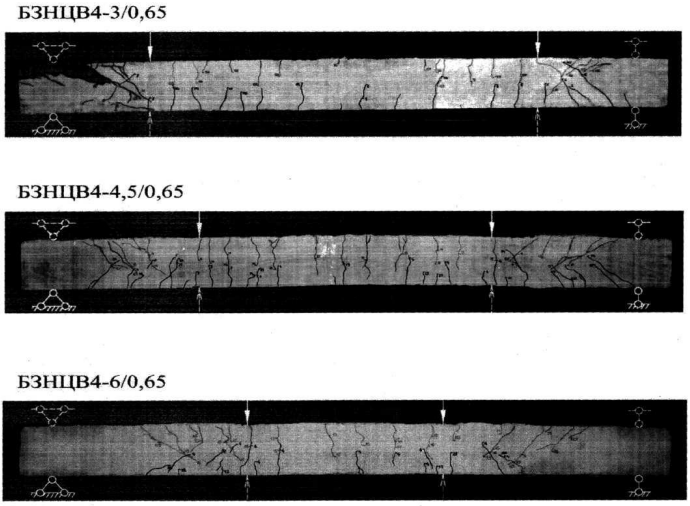


Рис. 2 Характер утворення тріщин в балках.

Таблиця 1

Значення навантажень, при яких утворюються нормальні (типу I) і похилі (типу III) тріщини в балках за дії знакозмінних малоциклових навантажень на першому циклі в напівциклах «1а» і «1б» залежно від величини прогону «зрізу».

напівцикли / прогін «зрізу» α, мм	Напівцикли «1а» F, кН		Напівцикли «1б» F, кН	
	Нормальні тріщини типу I	Похилі тріщини типу III	Нормальні тріщини типу I	Похилі тріщини типу III
300	14,72	19,62	13,90	18,80
450	12,20	20,30	11,63	19,60
600	9,81	20,50	9,64	19,82

За дії малоциклових знакозмінних навантажень на балку нормальні і похилі перерізи перебувають у складному напружено-деформованому стані, який змінюється з кожним напівциклом завантаження і залежить від величини прогону «зрізу». Із збільшення прогону «зрізу» при однакових величинах навантажень в зоні «чистого» згину нормальні напруження і деформації в розтягнутій і стиснутій зоні бетону будуть збільшуватися, а в похилих перерізах – зменшуватись. Крім того при зміні знаку навантажень в похилих

перерізах змінюється і знак діючих головних стискаючих і розтягуючих напружень в бетоні, що також впливає на утворення тріщин III типу.

При про веденні експериментальних досліджень виявлено, що при однакових рівнях завантажень знакозмінними навантаженнями на п'ятому циклі відбувається стабілізація утворення і розвитку тріщин всіх типів. Подальше циклічне знакозмінне навантаження практично не впливає на роботу конструкцій при експлуатаційних рівнях навантажень. При доведенні дослідних зразків на «10б» напівциклі до руйнування, в балках відбувається лише розвиток існуючих нормальних і похилих тріщин, при цьому похилі тріщини розвиваються дещо інтенсивніше, ніж нормальні.

Використовуючи розрахункові робочі гіпотези, які покладені в основу розрахункових моделей опору залізобетону, наведені в роботі [1] і дані результатів експериментальних даних, розрахункову модель тріщиностійкості похилих перерізів згинальних елементів за дії малоциклових знакозмінних навантажень на прикладі одного циклу по напівциклах «1а» і «1б», можна подати в такому вигляді.

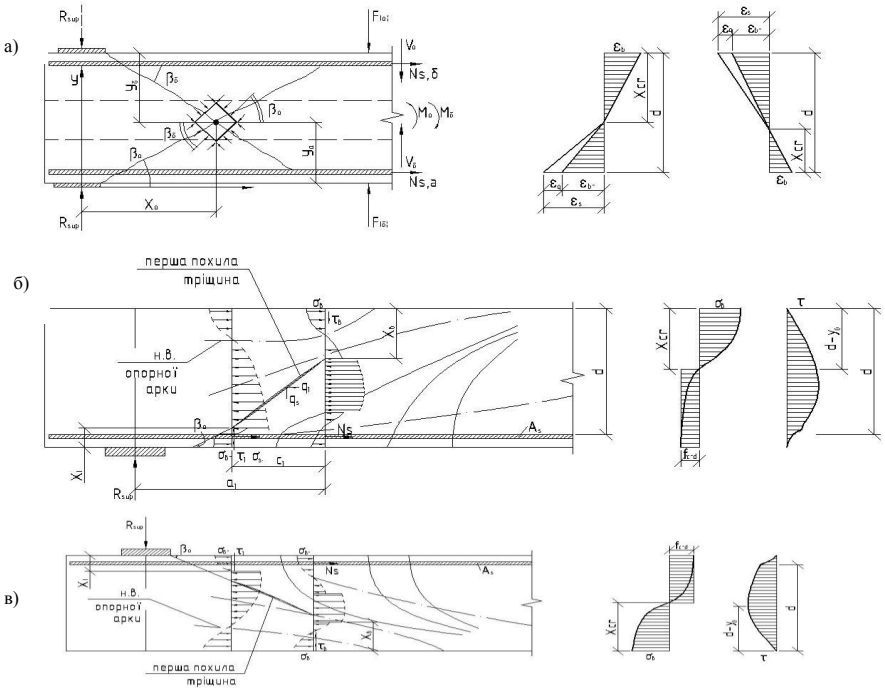


Рис.3. До розрахунку тріщиностійкості залізобетонних елементів по похилим перерізам за дії знакозмінних малоциклових навантажень:

а) до визначення точки утворення першої похилої тріщини III типу і епюри деформацій бетону в перерізі згинання елемента

б) розрахункова схема для визначення ширини розкриття тріщин ІІІ типу і епюри нормальних і дотичних напружень в напівциклі «1а»
в) теж саме в напівциклі «1б»

Аналізуючи напружено-деформований стан похилих перерізів згинального елемента за дії знакозмінних малоциклових навантажень після кожного напівциклу завантажень (рис.3), за даними експериментальних досліджень установлено, що на кожному наступному напівциклі завантажень, він змінюється. Сумарні деформації і напруження після кожного напівциклу збільшуються за однакової величини навантажень. Це відбувається за рахунок порушення цілісності перерізів згинального елемента в зв'язку з утворенням, розвитком і розкриттям тріщин. Математичний опис цих процесів має складний характер, викладення яких буде наведено в наступних теоретичних дослідженнях.

На основі вищезазначеного можна стверджувати, що **п**роцеси тріщиноутворення та розвитку тріщин за дії однократного і малоциклового знакозмінного навантажень в згинальних залізобетонних елементах суттєво відрізняються. Напружено-деформований стан як нормальних так і похилих перерізів на кожному напівциклі змінюється, оскільки змінюються фізико-механічні властивості бетону. На основі розрахункових моделей опору залізобетону встановлено, що знакозмінне малоциклове навантаження, в порівнянні з одиничним, знижує поперечну силу, при якій утворюються похилі тріщини на 20%...25% при великих і середніх прогонах «зрізу» і на 35%...40% при малих прогонах «зрізу». Що стосується утворення нормальних тріщин типу І, в зоні дії максимального згинального моменту, то практично після першого циклу навантажень , нормальні тріщини майже повністю перерізають поперечні перерізи , розділяючи згинальний елемент на окремі блоки, з'єднані між собою повздовжньою арматурою.

Процес тріщиноутворення є тривалим і залежить від рівня навантаження , кількості циклів навантажень, а також від форми, перерізу елемента, фізико – механічних властивостей бетону, виду арматури та сил щеплення її з бетоном.

Література

1. Расчетные модели силового сопротивления железобетона (монография)/ В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов /Издательство АСВ, Москва, 2004-472 с. **2.** Масюк Г.Х. Тріщиностійкість і деформативність згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклових навантажень/ Г.Х. Масюк, А.Б. Григорчук, В.В. Караван/ Науково – технічний збірник «Техніка», комунальне господарство міст; вип. 39 серія «Технічні науки»,- Київ, 2002. **3.** Масюк Г.Х. Результати експериментальних досліджень тріщиностійкості і деформативності згинальних залізобетонних елементів під дією малоциклових знакозмінних навантажень /Зб. Наук. Праць, Ресурсо-економні матеріали, конструкції, будівлі та споруди, вип. 9,- Рівне, 2003,- с. 168-172. **4.** Масюк Г.Х. Експериментально-теоретичні дослідження тріщиностійкості похилих перерізів залізобетонних елементів , що згинаються за дії знакозмінних малоциклових навантажень / Г.Х. Масюк, О.І. Корнійчук / Вісник ОДАБА, вип. 33, Одеса,- 2009,- с. 99-104.

УДК 623.1/.3

Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., О.І. Бачкай О.І.,
Національний університет «Львівська політехніка», м. Львів
Платко Р.Н.,
Державне підприємство Міністерства оборони України
«Львівський завод збірних конструкцій» , м. Львів

ЗБІРНІ І ЗБІРНО-МОНОЛІТНІ ТРИШАРОВІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ ЗАХИСНИХ СПОРУД

Подано принципові конструктивні вирішення, загальну технічну характеристику і сферу застосування будівель оборонного призначення, що зводяться з використанням збірних і збірно-монолітних тришарових плит з внутрішнім теплоізоляційним шаром.

Ключові слова: фортифікаційні споруди, тришарова залізобетонна плита, пінополістирольний утеплювач, будівництво.

The principal constructive solutions, general technical characteristics and the scope of the defense buildings that are being built using prefabricated and prefabricated monolithic sandwich panels with internal thermal insulation layer are posted.

Keywords: fortifications, three-layer concrete slab, expanded polystyrene insulation, construction.

Вступ

Для зведення фортифікаційних споруд використовували і використовують різні матеріали: дерев'яні, кам'яні, металеві, комбіновані, сипучі з фіксацією стінок та інші [1].

Одним із найбільш прийнятними для оборонних споруд є залізобетонні стінові і дахові елементи, які можуть витримувати значні ударні навантаження від куль і снарядів різної потужності. Вони широко розпочали використовуватися, починаючи з 2-ї світової війни і улаштовувалися монолітними масивними.

Військові дії, що тривають на сході України, потребують нових конструктивних вирішень тимчасових оборонних споруд, ефективних як по захисній здатності, так і по витраті матеріалів та теплотехнічних характеристиках.

Національним університетом «Львівська політехніка» спільно з Державним підприємством Міністерства оборони України «Львівський завод збірних конструкцій» розроблені проектні пропозиції збірних тришарових залізобетонних споруд, які можуть використовуватися за різним призначенням.

Крім цього, в галузевій науково-дослідній лабораторії з оптимізації, дослідження, обстеження та проектування конструкцій будівель і споруд (ГНДЛ-112 НУ «Львівська політехніка») напрацьовані проектні пропозиції збірно-монолітних захисних споруд.

Захисні споруди, що пропонуються, відносяться до фортифікаційних споруд і можуть застосовуватися як вогневі точки, командні пункти, будівлі тимчасового перебування військових тощо.

Вони також можуть використовуватися як тимчасові споруди на контрольно-пропускних пунктах.

Збірні тришарові захисні споруди

Збірні захисні споруди улаштовують з використанням виготовлених в заводських умовах збірних тришарових плит.

Важливою особливістю і якістю залізобетонних плит є наявність в них внутрішнього теплоізоляційного шару. Це забезпечує важливу якість захисних споруд, зведених з таких плит, а саме утеплення в холодний період року і зменшення температури всередині при високій зовнішній температурі.

Важливою характеристикою є також короткі терміни монтажу споруд. При підготовленій площадці з використанням підйомних механізмів вони можуть бути змонтовані за 2…3 години.

Односекційна споруда ЗС-1 є прямокутною в плані з внутрішніми розмірами 1,6х2,6 м в плані і висотою 1,9 м. Вона монтується з використанням плит 3-х типорозмірів: 2-х вертикальних торцевих, однієї вертикальної поздовжньої з дверним прорізом, однієї вертикальної поздовжньої з двома прорізами у верхній частині і горизонтальної плити перекриття (рис. 1).

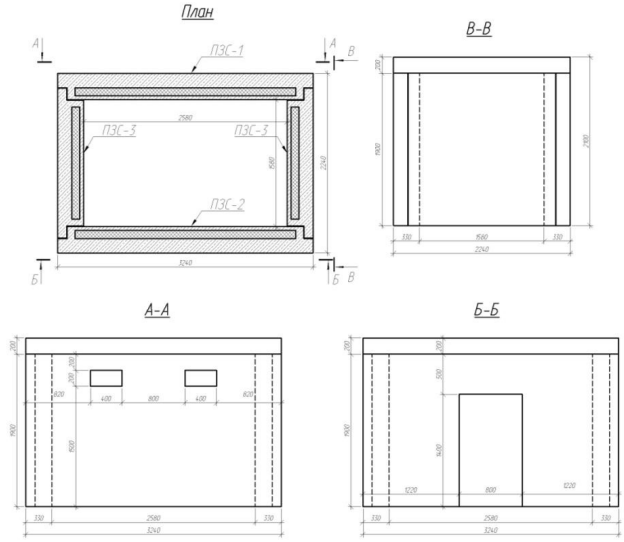


Рис. 1. Захисна споруда ЗС-1

Захисна споруда ЗС-2 є аналогічною до споруди ЗС-1, проте на відміну від першої має не один, а два відсіки (рис. 2).

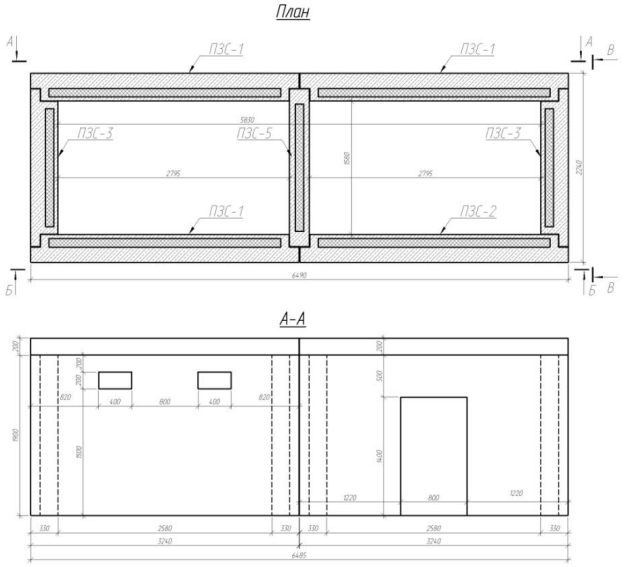


Рис. 2. Захисна споруда ЗС-2

Також двосекційною є споруда ЗС-3, але вона є ширшою (рис. 3). Загальний її вигляд А-А є таким самим як споруди ЗС-2.

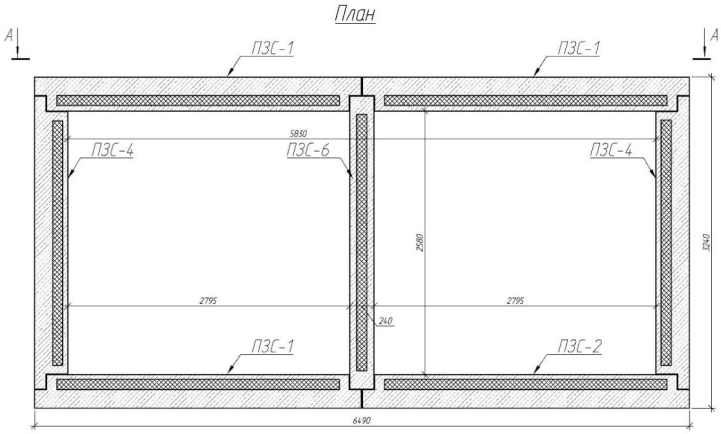


Рис. 3. Захисна споруда ЗС-3

Важливим є те, що споруди ЗС-2 і ЗС-3 монтуються з використанням таких самих збірних конструктивних елементів, що і споруда ЗС-1. Тобто розроблені елементи є уніфіковані з використанням однакових типорозмірів, що суттєво зменшує загальні витрати на зведення захисних споруд як при їх виготовленні, так і при монтажі та експлуатації, у.т.ч. при можливій заміні пошкоджених плит тощо.

Типізація і уніфікація збірних тришарових плит дозволяє в принципі зводити також захисні споруди з декількох секцій.

Загальна товщина зовнішніх стін і перекриття прийнята 330 мм, з яких: 180 мм – товщина зовнішнього шару; 100 мм – товщина утеплювача; 50 мм – товщина внутрішнього шару. Товщина шарів, особливо зовнішнього шару, може бути іншою. Загальна товщина проміжної (внутрішньої) стіни 240 мм (два зовнішніх шари по 70мм та 100мм утеплюючий шар).

Для виготовлення збірних тришарових плит використовують бетон класу С20/25 (В25) і арматуру класів А240С, А400С або А500С.

У якості утеплюючого шару можна використати пінополістирольні, мінераловатні плити та плити з інших матеріалів. Для прикладу на кресленнях показані пінополістирольні плити.

Монтаж і фіксація плит здійснюється за допомогою інвентарних металевих з'єднувальних елементів, які кріпляться до металевих закладних деталей (рис. 4).

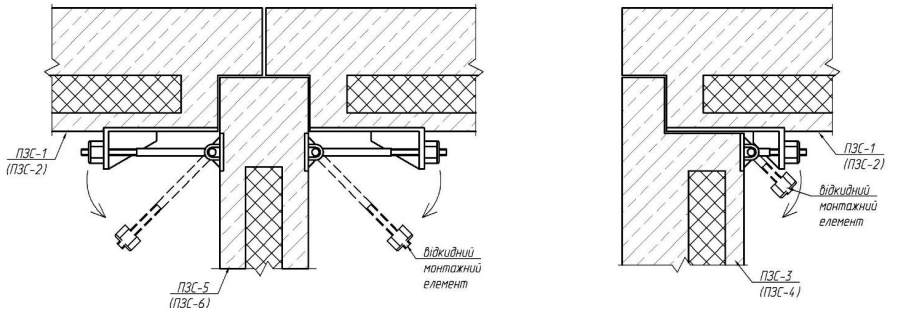


Рис. 4. Монтажні вузли та елементи збірних споруд

Для збільшення ударної міцності плити доцільно використати важкий бетон з дисперсним армуванням (фібробетон).

Монтаж захисних споруд ЗС-1, ЗС-2, ЗС-3 здійснюється з використанням підйомних механізмів (кранів, лебідок тощо). На вирівняній площадці спочатку монтують суміжні вертикальні елементи (стіни), які тимчасово фіксуються у проектне положення підпорками і з'єднуються між собою з'єднувальними металевими елементами (див. рис. 4). Останніми монтують і з'єднують плити покриття.

Двері на рисунках умовно не показано. Вони можуть бути металевими або залізобетонними тришаровими.

Також за необхідності можна встановити додаткову «лобову» плиту для більшого захисту. За потреби захисну споруду обваловують.

Збірно-монолітні тришарові захисні споруди

Загальні планувальні вирішення і конструкція збірно-монолітних захисних спаруд, що пропонується, є аналогічними до збірних споруд (див. вище).

Принциповою відмінністю між ними є спосіб і технологія улаштування збірно-монолітних конструкцій захисних споруд.

Для цього використовують пакети МП-1, що містять бруси (призматичні елементи з пінополістиролу) та арматурні сітки з внутрішнього і зовнішнього шарів плитної конструкції (рис. 5а). Важливими зв'язковими конструктивними елементами між цими сітками (а в послідуючому між внутрішніми і зовнішніми залізобетонними шарами) є зигзагоподібні каркаси К-1 (рис. 5б).

а) б)

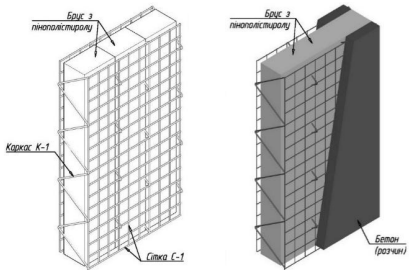


Рис. 5. Вихідна конструкція (а) і фрагмент огороджуючої тришарової збірно-монолітної плити (б)

Послідовність улаштування збірно-монолітних захисних споруд така. На першому етапі улаштовується фундаментна (підлогова) плита. Як варіант (для економії часу), вона може бути улаштована після завершення робіт із зведення стін та покриття.

На другому етапі в проектне положення на всю висоту споруди виставляють заздалегідь виготовлений в заводських умовах металево-піностирольний пакет МП-1 з накладками на стиках і наносять торкретбетон або цементно-піщаний розчин.

На третьому етапі пакет МП-1 виставляють в проектне положення конструкції перекриття і торкретують знизу і зверху.

Загальний план збірно-монолітної споруди поданий на прикладі двосекційної будівлі (рис. 6). Вона може бути і одно- і багатосекційною в залежності від функціонального призначення споруди.

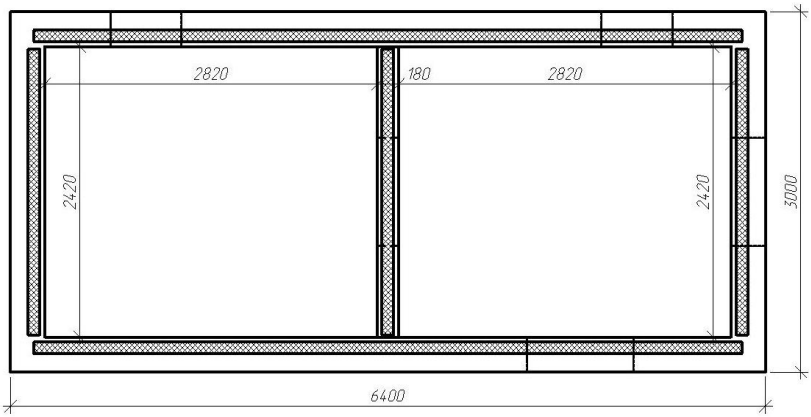


Рис. 6. Загальний план збірно-монолітної споруди

Випробування фрагментів тришарових збірно-монолітних плит на вертикальні і горизонтальні навантаження показали, що вони мають значну міцність [2].

Важливими позитивними експлуатаційними характеристиками збірно-монолітного вирішення споруд є:

- цільність конструкції будівлі і, як результат, їх краща захисна оборонна і захисна здатність;
- відсутність стиків, що мінімізує затрати на їх гідроізоляцію;
- улаштування споруд без будь-якого використання підйомно-транспортної техніки.

Для прискорення тужавіння бетону можна використати широкий спектр сучасних добавок, що дозволяють забезпечити міцність бетону через 1…3 доби до 50…70% від проектної міцності.

Висновки.

1. Запропоновано конструкцію збірних і збірно-монолітних залізобетонних будівель захисних споруд, які можуть бути використані для улаштування вогневих, командних, контрольно-пропускних пунктів, будівель

тимчасового перебування основного та допоміжного військового персоналу тощо.

2. Ефективність запропонованих захисних споруд полягає у швидких темпах зведення споруд, а також у їх суттєво важливих теплотехнічних експлуатаційних характеристиках.
3. Збірні захисні споруди при підготовленій площадці з використанням підйомних механізмів можуть змонтувати за 2…3 години.
4. Збірно-монолітні конструкції захисних споруд з використанням наперед виготовлених пінополістирольних пакетів з металевими сітками і каркасами можуть бути улаштовані без застосування будь-яких підйомних механізмів. Після торкретування чи нанесення цементно-піщаного розчину простою механізованою технікою отримуємо надійну безстикову конструкцію.
5. Запропоновані конструкції захисних споруд розроблені на стадії проект і після доопрацювання можуть бути передані для використання у вигляді робочих креслень.

Література

1. Веремеев, Ю. Фортификация. / Ю. Веремеев // Анатомия армии [Електроний ресурс] - http://army.armor.kiev.ua/fort/okop_5.shtml
2. Мельник І.В. Напружено-деформований стан фрагментів тришарових збірно-монолітних плит при згині і стиску. Сорохтей В.М., Голець Ю.Б., Зб. наук. пр. “Будівельні конструкції” Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону, ДП НДІБК Вип. 78, кн. 1,Київ 2013р. с. 465-473

УДК 624.156.4

Попов В. О., Войцехівський О.В., Маєвська І. В.,
Байда Д.М., Романова К. О.,
Вінницький національний технічний університет Вінниця, Україна

МЕТОДИ ПІДСИЛЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ ПЕЧІ ПЕРВИННОГО РИФОРМІНГУ АМІАКУ В УМОВАХ ЗБІЛЬШЕННЯ НАВАНТАЖЕННЯ

У статті узагальнено інженерний досвід, набутий при обстеженні підземних конструкцій печі первинного риформінгу аміаку ВАТ «Одеський припортовий завод», розглянуто способи підсилення пальових фундаментів в умовах збільшення проектного навантаження, вибрано раціональні конструктивні модифікації елементів підсилення фундаментів.

In this article have been summarized engineering experience of inspection of underground constructions of ammonias initial reforming stove of Public Corporation Odessa Port Plant, have been analyzed ways to strengthen the pile foundations in terms of increasing the design load, have been selected raionalnye structural modification elements to strengthen the foundations.

ВСТУП

На сьогодні в Україні загострюється питання необхідності економії енергоресурсів у зв’язку із тривалою економічно кризою, військовими діями на Донбассі та ускладненням міждержавних відносин. В умовах енергетичного «голоду» знаходиться більшість підприємств хімічної промисловості держави, як найбільш енергоємкої. Зменшення обсягів споживання природного газу при хімічному синтезі досягається, в першу чергу, впровадженням нових технологій. Водночас для флагманів галузі зупинка ключових агрегатів на тривалу реконструкцію призводить до величезних збитків, які, іноді, у десятки разів перевищують вартість самої реконструкції. У випадку, якщо агрегати первних технологічних циклів не дубльовані, зупинка, взагалі, є неприйнятною. Тому при комплексній реконструкції на перший план виходить не «дешеві» проектні рішення, а концепції, повязані із мінімальними простоями ключових ланок синтезу.

З огляду на викладене вище керівництвом Одеського припортового заводу, що є визнаним лідером вітчизняної хімічної промисловості, було прийнято рішення про комплексну реконструкцію агрегатів по синтезу аміаку (агрегат №1). Німецькою фірмою DEC було розроблено загальну концепцію реконструкції, спрямованої на раціональну утилізацію тепла, яка, в першу чергу, включала модернізацію печей для синтезу аміаку з влаштуванням нового акумулюючого агрегату тепла – конвекційної зони (рис. 1).

Питаннями дослідження особливостей напружено-деформованого стану подібних конструкцій та визначенням їх залишкових ресурсів займаються відомі вчені – С.І. Головко, Є.О. Тишков, Ю.Р. Оржеховский, І.Д. Пелешко, С.Ф. Пічугін [1 – 3, 4, 6 – 8].

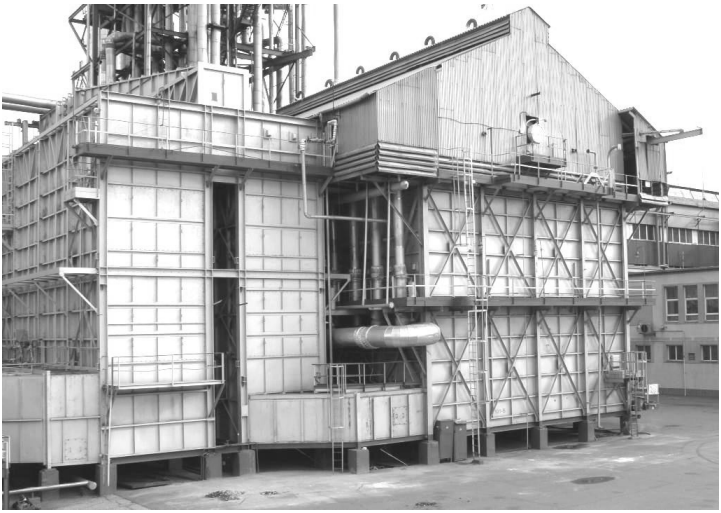


Рис. 1. Загальний вигляд печі первинного риформінгу аміаку, агрегат №1.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Мета роботи – шляхом аналізу можливих втрат від реконструкції запропонувати раціональний метод підсилення основ печі первинного

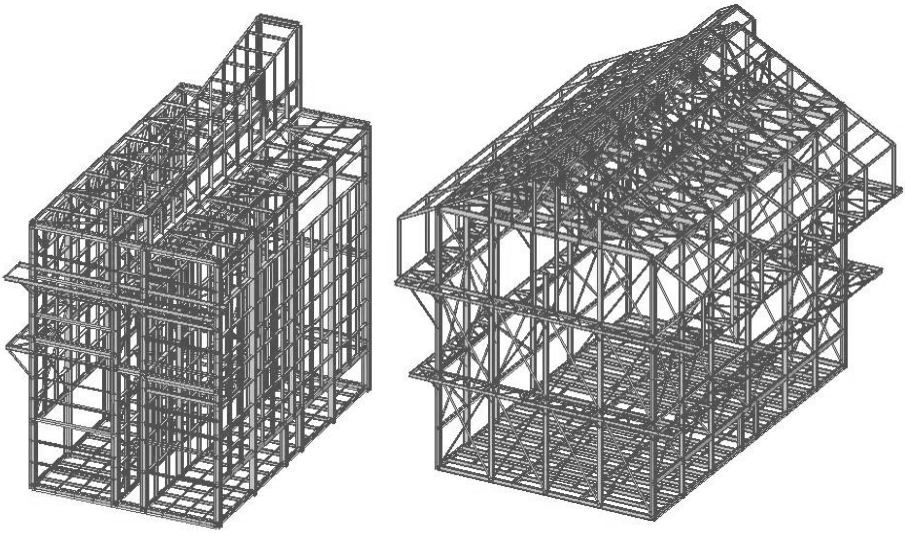
риформінгу аміаку. Для досягнення поставленої мети необхідно виконати комплекс задач, наведених нижче:

- узагальнити принципи реконструкції фундаментів печей первинного риформінгу;
- запропонувати раціональні способи підсилення підземних конструкцій та основ у стиснених умовах;
- окреслити основні переваги та недоліки кожного з варіантів підсилення.

ОСНОВНА ЧАСТИНА

Для вирішення поставлених задач було здійснено комплексне обстеження стану існуючих агрегатів, фундаментів та основ печі, виконано скінчено-елементне моделювання (рис. 2) та міцнісні розрахунки металокаркасу.

При аналізі технічного завдання встановлено, що заходи, передбачені реконструкцією, призводять до збільшення навантажень на основи печі, міцнісні властивості яких, внаслідок руйнівного впливу морської води, суттєво погіршилися у порівнянні зі станом на час зведення. Розрахунками встановлено, що саме основи та фундаменти печі, вснаслідок зазначених факторів, знаходяться у аварійному стані. Виявлено, що міцність грунту не забезпечена. Навантаження на палі споруди після реконструкції перевищують значення несучої здатності паль, одержані за результатами статичного зондування на 14 … 37%. Технічний стан основи фундаментів слід вважати аварійним. Тому для здійснення подальшої надійної експлуатації споруди необхідно виконати підсилення фундаментів конвекційної зони печі.



а) б)

Рис. 2. Тривимірна модель металокаркасу печі: а – радіантної, б – конвекційної зони.

Раціональним варіантом підсилення з огляду на інженерно-геологічні умови, є об'єднання фундаментів конвекційної зони плитою товщиною 700…750 мм (рис. 3) із повною зупинкою експлуатації агрегату, оскільки надійність фундаментів внаслідок конструктивних послаблень, спричинаних реконструкцією, суттєво зменшується.

Подальші дослідження показали, що існують інші раціональні варіанти підсилення. Наприклад конструктивний різновид плити, що дозволяє зекономити бетон. Сутність цього варіанту полягає в тому, що фундаментну плиту влаштовують нижче підошви ростверків (рис. 4). Рішення вимагає повної зупинки агрегату на час реконструкції Товщина фундаментної плити при цьому може бути зменшена до 500 … 600 мм. Особливістю цього варіанту підсилення є необхідність відкопування котловану нижче рівня вимощення на 2,1 … 2,2 м.

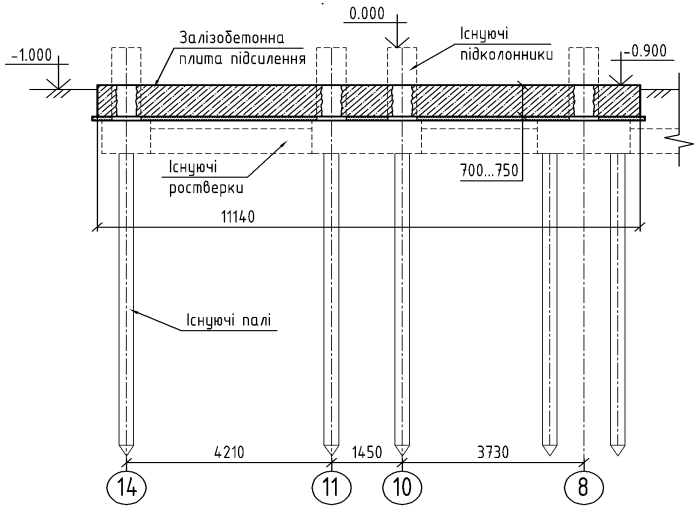


Рис. 3. Підсилення фундаментів печі плитою, яка розташована над ростверками.

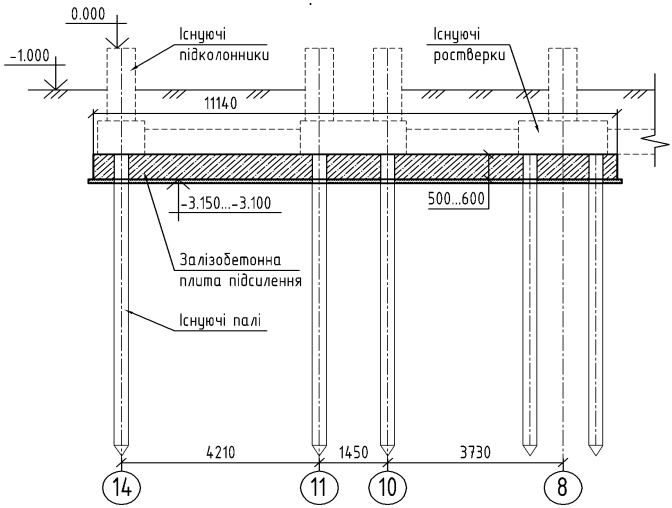


Рис. 4. Підсилення фундаментів печі плитою, яка розташована під ростверками.

Конструктивні рішення підсилення без зупинки агрегатів повязані із локальним підсиленням основ. Як варіант пропонувалося закріплення ґрунтів

основи або по боковій поверхні (рис. 5), або під нижніми кінцями паль (рис. 6), або обидва варіанти одночасно. Закріплення по боковій поверхні може бути виконане методом газової силікатизації. Закріплення глинистого грунту під нижніми кінцями паль можливе шляхом армування ґрунтоцементними палями.

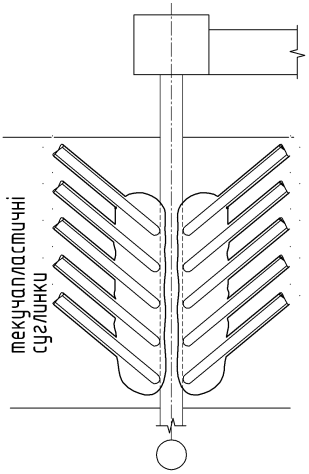


Рис. 5. Підсилення основи по боковій поверхні палі

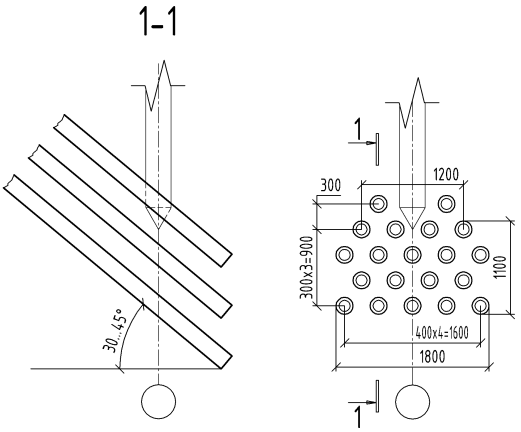


Рис. 6 Підсилення основи під нижнім кінцем палі. Схема влаштування свердловин

ВИСНОВКИ

В результаті проведених досліджень моделей напружено-деформованого стану несучих конструкцій печі встановлено, що раціональні пропозиції стосовно підсилення фундаментів зводяться до двох принципово різних напрямків. Напрямок 1 – влаштуванням розвантажувальної плити із зупинкою та тимчасовим розвантаженням агрегату. Напрямок 2 – із закріпленням ґрунтів основи, що, за умови чіткого дотримання регламенту виконання робіт, може бути здійснена без зупинки агрегатів. Ці напрямки, в свою чергу, можуть мати конструктивні варіації.

Шляхом технічо-економічного порівняння, зважуючи на вартість простою та загальну кошторисну вартість реконструкції встановлено, що найбільш оптимальним варіантом підсилення фундаментів конвекційної зони печі є влаштування розвантажувальної плити в рівні верху ростверків. При цьому необхідна технологічна зупинка агрегатів на час проведення реконструкції. Особливістю цього варіанту підсилення є необхідність послаблення підколонників шпонками, анкерування арматури плити підсилення у підколонниках та відносно великі витрати бетону.

Література

1. Головко С.І. Теоретичні засади закріплення основ будівель та споруд ін'єкцією розчинів під високим тиском. – Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора технічних наук за спеціальністю 05.23.02 – основи і фундаменти. – Державний вищий навчальний заклад «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» Міністерста освіти і науки, молоді та спорту України, Дніпропетровськ, 2011.
2. Тишков Е.А. Совершенствование способа усиления кустовых свайных фундаментов зданий в глинистых грунтах. [Текст]: автореф. дис... канд. техн. наук :05.23.02/СибАДИ РФ. – К., 2014. – 24с.
3. Оржеховский Ю.Р. Плитно-свайные фундаменты как способ решения сложных геотехнических проблем [Текст] / Оржеховский, В.В. Лушников, Р.Я. Оржеховская, А.С. Ярдяков // Академический вестник УРАЛНИИПРОЕКТ РААСН. — 2013. — №4. — С. 83 — 86.
4. Маєвська І.В. Кореляційний аналіз факторів, що впливають на частку несучої здатності старого стрічкового фундаменту у складі нового після підсилення / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук, В.О. Попов, К.О. Чорноскутова // Вісник ВПІ. Вінниця, ВНТУ, 2011-5. С. 23 – 27.
5. Основи та фундаменти споруд: ДБН В.2.1-10-2009. - [Чинний від 2009-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 105 с. – (Національні стандарти України).
6. Попов В.О. Моделювання напружено-деформованого стану балкової клітини, що зазнала ушкоджень внаслідок нерівномірних просідань фундаментів, для розроблення раціональних заходів з підсилення / В.О. Попов, Д.М. Байда, М.В. Маєвська, К.О. Чорноскутова // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. Науково-технічний збірник. Вінниця, ВНТУ, 2010-1. С. 6 – 15.
7. Попов В.О. Моделювання напружено-деформованого стану металокаркасу конвекційної зони печі первинного риформінгу аміаку з врахуванням сейсмічних впливів / О.В. Войцехівський, В.О. Попов, Д.М. Байда Д.М. // Будівельні конструкції. Міжвідомчій науково-технічний збірник. Будівництво в сейсмічних районах України. Збірник наукових праць. Київ, ДП НДІБК, 2012, випуск 76. С. 471 – 477.
8. Попов В.О. Безфундаментні башти-атракціони з високоточним стовбуром. Монографія / В.О. Попов, І.П. Кондратенко, А.П. Ращепкін. – Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2009. – 208 с.

УДК 624.073

аспірант **Петрик Ю.М.,**
Державне підприємство «Державний науково-дослідний
інститут будівельних конструкції»

ВПРОВАДЖЕННЯ В УКРАЇНІ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З НАПРУЖЕННЯМ КАНАТНОЇ АРМАТУРИ НА БЕТОН(ПОСТНАПРУЖЕННЯ) ТА ЇХ НАТУРНІ ВИПРОБУВАННЯ

Викладено задачі досліджень монолітних залізобетонних конструкцій перекриттів з напруженням канатної арматури на бетон (постнапруження). Представлено результати натурних випробувань.

The tasks of research system for prestressing of monolithic reinforced-concrete construction (post-tensioning), the results of test of structural are presented in the article.

ВСТУП

В Україні напруження на бетон монолітних залізобетонних конструкцій (постнапруження) є перспективною технологією у промисловому та цивільному будівництві. За останні три десятиріччя будівництво за цією технологією стало займати домінуюче положення в світі .

Переваги постнапруження монолітних залізобетонних конструкцій пов’язані зі зменшенням товщини перекриття, що впливає на висоту поверхів і будівлі, збільшення прогонів між колонами, зменшенням ваги перекриттів і фундаменту, пришвидшенням формування перекриттів, скороченням витрат на виготовлення і обслуговування будівлі, підвищенням гнучкості об’ємно-планувальних рішень. Відомо, що економічна ефективність систем постнапруження виявляється для прогонів більше за 7м.

Для постнапруження використовується арматурні канати, які встановлюють під час армування та напружують після досягнення не менше 70% міцності бетону на стиск.

Можливі дві системи постнапруження: пов’язана, з канатами в гофрованій трубі, що після напруження заповнюється ін’єктованим розчином, та непов’язана, зі змащеними канатами в пластиковій оболонці.

Арматурні канати застосовують поодинці або пучками — моноканатне та мультіканатне армування. Наймеш витратною є моноканатна непов'язана система постнапруження.

Монолітні залізобетонні конструкції з напруженням арматури на бетон мають ряд технічних і економічних переваг перед аналогічними ненапруженими конструкціями — більші прольоти, менша товщина елементів, зменшення ваги перекриттів та навантажень на фундаменти, тощо.

З застосуванням такої технології у світовій будівельній практиці в останні роки виконується до 80% площі перекриттів цивільних будівель.

Рис.1. Застосування постнапруження за технологією фірми VSL. Гонконг, Китай

Рис.2. Застосування постнапруження за технологією фірми VSL. Дубай, ОАЕ (фестивальне містечко). Загальна площа постнапруження 250 тис.м2

В зарубіжних джерелах технологія напруження монолітних залізобетонних конструкцій, переважно з використанням канатної арматури, відома як "постнапруження" (post-tensioning). Зокрема, така назва застосована в керівному документі країн Євросоюзу ETAG 013, в якому викладені вимоги до елементів, які застосовуються для постнапруження.

Освоєння технології постнапруження є актуальною задачею будівельної галузі України. Для її успішного впровадження необхідно вирішити ряд питань нормативного та технічного характеру. В ДП НДІБК розглянуто першочергові задачі науково- технічної підтримки впровадження технології постнапруження у проектуванні і будівництві монолітних залізобетонних конструкцій на будівельних об'єктах компанії «Єврокон Україна».

Положення щодо попереднього напруження залізобетонних конструкцій викладені у розділі 3.3 ДБН В.2.6-98:2009 . Проте, даний ДБН не регламентує ряд важливих характеристик попередньо напружених конструкцій (релаксація, пластичність, опір арматури втомі, характеристики анкерних і з'єднувальних пристроїв, тощо), а відносить їх до «відповідних нормативних документів». На «відповідні нормативні документи» посилаються також ряд пунктів у розділах 3.2 і 3.3 ДСТУ Б В.2.6-156:2010. В той же час, такі документи щодо постнапруження залізобетону до цього часу в Україні не були розроблені.

На ряді вітчизняних заводів виготовляються збірні попередньо напружені конструкції перекриттів з застосуванням канатної арматури К-7 згідно ГОСТ 13840-68 . Проте, для постнапружених монолітних конструкцій крім канатів необхідні також інші супутні вироби (перш за все — анкерні пристрої), які в Україні не виробляються.

Положення щодо проектування попередньо напружених залізобетонних конструкцій містяться також в ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Для визначення характеристик попередньо напруженої арматури, анкерних і з'єднувальних пристроїв, тощо, даний стандарт посилається на відповідні Європейські технічні ухвалення (European Technical Approval, ETA), які не є чинними в Україні.

У системі нормативних документів України аналогом ETA виступає Технічне свідоцтво, яке є документом, що видається після проведення науково-технічної експертизи нових будівельних виробів у разі підтвердження придатності виробів до застосування. З врахуванням стану нормативної бази України, для забезпечення впровадження технології постнапруження у промисловому і цивільному будівництві України, в ДП НДІБК були проведені такі дослідження щодо підтвердження придатності для застосування в будівництві комплектів виробів для постнапруження зарубіжного виробництва, до складу яких входять одиночні канати в пластиковій оболонці разом з відповідними засобами для розміщення в конструкції, анкерування,

з'єднання та натягування («моноканатні вироби»):

1) вивчення нормативно-технічної документації, що стосується вимог та методів випробувань моноканатних виробів (на основі вимог ETAG 013);

2) визначення номенклатури і параметрів зразків для випробувань, проведення вибіркових механічних випробувань елементів моноканатних виробів;

3) аналіз результатів випробувань елементів моноканатних виробів, які виконувалися раніше у зарубіжних лабораторіях;

4) аналіз системи контролю виробництва моноканатних виробів та оцінка її відповідності вимогам стандартів України.

На підставі аналізу документації та результатів випробувань ДП НДІБК склав «Висновок щодо придатності для застосування моноканатних виробів» та підготував проект технічного свідоцтва для ТОВ «Єврокон Україна» на моноканатні вироби для постнапружених монолітних залізобетонних конструкцій перекриттів. Перевірка придатності до застосування виконана для моноканатних виробів компанії VSL International Ltd. (www.vsl.com). За прототип Технічного свідоцтва на моноканатні вироби для постнапруження монолітних залізобетонних конструкцій перекриттів обране Європейське технічне ухвалення ETA 10/0008 . Зазначені роботи виконані у відповідності до вимог ДСТУ-Н БА.1.1-99:2011, інших нормативних документів України, на підставі доручення Мінрегіону України.

Першочерговим об'єктом для застосування і перевірки моноканатних виробів було визначене незавершене будівництво паркінгу в осях 1-20/А-Г торгово-розважального центру по проспекту Генерала Ватутіна в м. Києві, який будувався ТОВ «Єврокон Україна» в 2007-2008 р.р. з застосуванням постнапружених конструкцій перекриттів. З метою апробації технології постнапруження монолітних залізобетонних конструкцій, спеціалістами ДП НДІБК виконано роботи з наукового супроводу будівництва даного об'єкту за такими напрямами:

1. Розроблена методика розрахунків постнапружених елементів перекриттів за першою та другою групами граничних станів.

2. Розроблена програма та методика, проведені натурні механічні випробування елементів постнапруженого перекриття паркінгу.

3. Визначені нормовані вимоги з вогнестійкості до постнапружених залізобетонних конструкцій перекриттів, вибрані дослідні зразки постнапружених елементів перекриттів для випробування на вогнестійкість.

4. Виконано аналіз технології влаштування постнапружених елементів перекриттів.

5. Складені «Рекомендації щодо розрахунку, конструювання та технології влаштування монолітних залізобетонних постнапружених перекриттів» з прикладами розрахунків постнапружених елементів.

Рис.3. Встановлення канатів для постнапруження балки монолітного перекриття

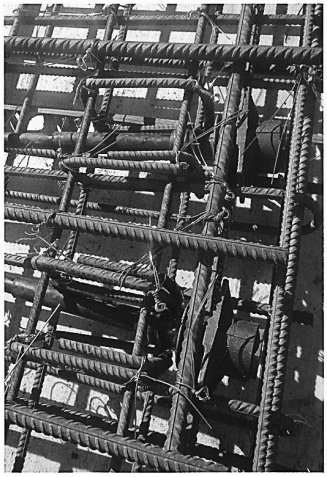


Рис.4. Вузли анкерування канатів у монолітному перекритті

НАТУРНІ ВИПРОБУВАННЯ

Будівля паркінгу має залізобетонний рамно-в'язевий каркас з колонами, жорстко з'єднаними з фундаментами кроком 8,4Х 16,0м; перекриття монолітні залізобетонні балкові товщиною 240мм; балки розташовано по цифрових осях і мають переріз 1600х750мм та 800х750мм.

Бетон класу С30/35 з мінімальною товщиною захисного шару 40мм.

Балки і плити перекриття армовані арматурою класу А500С.

Плита перекриття армована верхньою і нижньою арматурними сітками та окремими 7-дротовими канатами з напруженням на бетон, які розташовано по середині товщини плити. Балки армовано окремими 7-дротовими канатами з напруженням на бетон, без зчеплення (канат в пластиковій гільзі зі змащенням), які розташовано на різних рівнях по висоті балки і їх геометрія близька до параболічного вигляду.

Для постнапруження непов'язаної системи армування перекриття було застосовано моноканатні вироби у такому складі: 7-жильні, високоміцні сталеві арматурні канати діаметром 15,2мм, попередньо змащені та обшиті полімерною трубою; анкери для кріплення канатів, які складаються з труби SH S6N та клинів W6C-SH; муфти для з'єднання двох послідовно розміщених арматурних канатів з однієї муфти типу SH 1/0,6", двох клинів типу 0,6"SH та однієї стопорної пружини. Випробування зразків арматурних канатів показало, що їх тимчасовий опір розриванню $\delta_в=1,92...1,95кН/мм^2$-, межа текучості $\delta_{0,2}=1,75...1,76кН/мм^2$.

Методика випробування розроблена згідно ДСТУ Б В.2.6-7-95.

Випробування було проведено 31 жовтня 2014 р. на ділянці перекриття над 2-м поверхом паркінгу в осях 6-8/А-Г. Навантаження перекриття виконувалось шляхом наповнення водою двох ємкостей, влаштованих з застосуванням герметизованої полімерною плівкою і розкріпленої щитової опалубки.

Розрахункове за першою групою граничних станів навантаження на перекриття складає 9,0кН/м^2 (900кгс/м^2) без врахування власної ваги перекриття. Значення контрольних навантажень для випробування складають: 7,5кН/м^2 для контролю прогинів і ширини розкриття тріщин та 14,5кН/м^2 для контролю міцності.

Навантаження на перекриття прикладалося ступенями по 2,0...1,0кН/м^2. На обох ділянках №1 і №2 навантаження доводилось спочатку до контрольного значення за прогинами і тріщинами (7,5кН/м^2), а потім до розрахункового

значення (9,0кН/м^2). Після цього навантаження ділянки №2 було припинене, а на ділянці №1 навантаження збільшувалося до виявлення ознак вичерпання несучої здатності конструкцій.

Для вимірювання прогинів було встановлено прогиноміри з ціною поділки 0,01мм з нижньої сторони плити. Кожен з прогиномірів був закріплений спеціальними струбцинами до індивідуального стояка на перекритті першого поверху. Висмикування канатів контролювалося індикаторами ИЧ-10 з ціною поділки 0,01мм, які було встановлено збоку плити перекриття по осі 8.

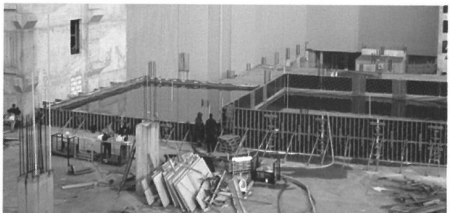


Рис.5. Випробування фрагменту перекриття другого поверху. Навантаження прикладається шляхом наповнення ємкостей водою. Вигляд зверху

Рис.6. Випробування фрагменту перекриття другого поверху. Навантаження прикладається шляхом наповнення ємкостей водою. Вигляд збоку

У процесі проведення випробувань було досягнуто максимальне рівномірно розподілене по площі навантаження на перекриття у розмірі q_e=15,50кН/м^2. При такому навантаженні ознак вичерпання несучої здатності балок не було виявлено, проте на ділянці між осями 7-8/А-Б були виявлені початкові ознаки вичерпання несучої здатності плити по першому випадку зруйнування — внаслідок текучості робочої арматури в нормальному перерізі плити, яка була зафіксована за різким зростанням прогину плити під час витримки на останньому етапі навантаження (на 10% після 30 хвилин витримки, покази прогиноміра ПП2).

Таким чином, в результаті випробування натурного фрагмента було встановлено, що:

а) при рівномірно розподіленому по площі навантаженні несуча здатність перекриття лімітується несучою здатністю плити, яка є меншою, ніж несуча здатність балок;

б) фактична несуча здатність плити становить не менше 15,50кН/м^2 (без врахування власної ваги плити), що перевищує контрольне навантаження по перевірці міцності.

Отже, на підставі результатів випробування натурного фрагменту перекриття, можна вважати, що фактична несуча здатність перекриття складає 9,5кН/м^2. В термінології цьому значенню відповідає розрахункове граничне значення корисного (без врахування власної ваги) навантаження на перекриття при $\gamma_f > 1$. Вказане навантаження не враховує коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n згідно ДБН В.1.2.-14:2009 (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності так конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ).

ВИСНОВКИ

Встановлено, що застосування у будівництві монолітних залізобетонних конструкцій системи постнапруження з моноканатними виробами забезпечує достатню міцність, жорсткість та тріщиностійкість великопрогонових перекриттів.

Отримані дані будуть використані як доказ експлуатаційної придатності постнапружених перекриттів та розробці проекту технічного свідоцтва придатності до застосування виробів системи постнапруження.

Виконані в ДП НДІБК вищенаведені дослідження дозволять перейти до практичного застосування конструкцій монолітних залізобетонних постнапружених перекриттів у повній відповідності до вимог нормативних документів України.

УДК 624.046.5:624.074

д.т.н., професор **Стороженко Л.І.,**
к.т.н., доцент **Гасій Г.М.,**
Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ЕЛЕМЕНТІВ ВУЗЛОВИХ З'ЄДНАНЬ СТРУКТУРНО-ВАНТОВИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПОКРИТТІВ НА ОСНОВІ РЕЗУЛЬТАТІВ МОДЕЛЮВАННЯ УМОВ ЇХ РОБОТИ

У статті проаналізований напружений стан сталевих деталей вузлового з'єднання, що призначений для об'єднання модульних елементів збірної структурно-вантової сталезалізобетонної плити покриття у площині верхнього пояса. Чисельним методом виявлено місця концентрацій напружень, встановлено характер деформування та визначено запас міцності деталей на дію розрахункового навантаження.
Ключові слова: сталезалізобетон, структура, вузол, модуль, напруження.

The paper studies the stress state of the steel parts of the connection node, which is designed to combine modular elements of the steel-concrete grid-cable composite slabs on the surface of the top chord. The data of the numerical solution have showed places of concentration of stress, deformation also the strength of the details have been obtained under effort of a load.
Key words: steel and concrete composite, structure, node, unit, stress.

Вступ. Структурно-вантова сталезалізобетонна конструкція – нова композитна просторова система, що об'єднує у собі переваги структурних, висячих і сталебетонних покриттів. Головною особливістю і відмінною рисою, яка виділяє структурно-вантове сталезалізобетонне покриття з-поміж низки інших, є його конструктивне рішення. Структурно-вантове сталезалізобетонне покриття є збірною конструкцією, яка складається із просторових сталезалізобетонних модулів і гнучкого нижнього пояса. Зважаючи на те, що покриття є збірним, то значну увагу необхідно приділити аналізу і дослідженню напружено-деформованого стану вузлових з'єднань та їх деталей.

Огляд останніх джерел і публікацій показав, що у значній кількісті праць для дослідження напружено-деформованого стану конструкцій і їх елементів застосовують чисельні методи [1]. Стосовно запропонованих покриттів, то

експериментальним шляхом підтверджено ефективність їх конструктивного рішення [2 – 3], визначено оптимальні геометричні параметри [4] та досліджено напружено-деформований стан окремих елементів [5].

Виділення невирішених раніше частин питання. З аналізу попередніх праць видно, що не дослідженим залишається питання напружено-деформованого стану вузлових з'єднань елементів структурно-вантового сталезалізобетонного покриття.

Постановка завдання. Беручи до уваги результати проведеного аналізу попередніх праць – метою роботи є аналіз напружено стану елементів вузла з'єднання просторових сталезалізобетонних модулів на основі моделювання умов роботи конструкції покриття на дію розрахункового навантаження.

Виклад основного матеріалу. Як зазначалося раніше, структурно-вантова сталезалізобетонна конструкція складається із просторових модулів, які поєднуються між собою у площині верхнього і нижнього поясів. У площині верхнього пояса модулі з'єднуються болтами через спеціальні деталі. Аналіз напруженого стану цих деталей виконано на прикладі експериментальної структурно-вантової сталезалізобетонної аркової плити (рис. 1).

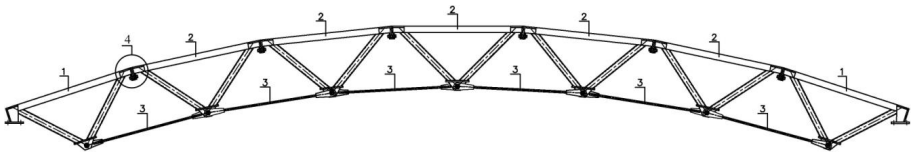


Рисунок 1 – Експериментальний зразок структурно-вантової сталезалізобетонної плити:
1 – крайній просторовий модуль; 2 – пролітний просторовий модуль; 3 – нижній пояс; 4 – вузол з'єднання

Виконавши статичний розрахунок такої конструкції було отримано значення внутрішніх зусиль (рис. 2, рис. 3).

Рисунок 2 – Діаграма повздовжніх сил N_x в плитних елементах конструкції, кН

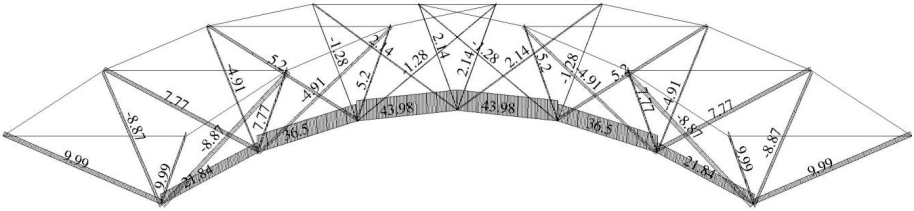


Рисунок 3 – Епюра повздовжніх сил N в стрижневих елементах конструкції, кН

Для оцінки напружено-деформованого стану і характеру роботи деталей вузла з'єднання структурно-вантової сталезалізобетонної аркової плити було побудовано його модель (рис. 4) у відповідності до розроблених креслень (рис. 5) та специфікації елементів (табл. 1)

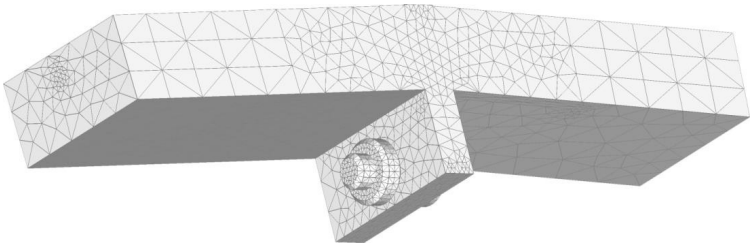


Рисунок 4 – Модель вузла з'єднання сталезалізобетонних модулів

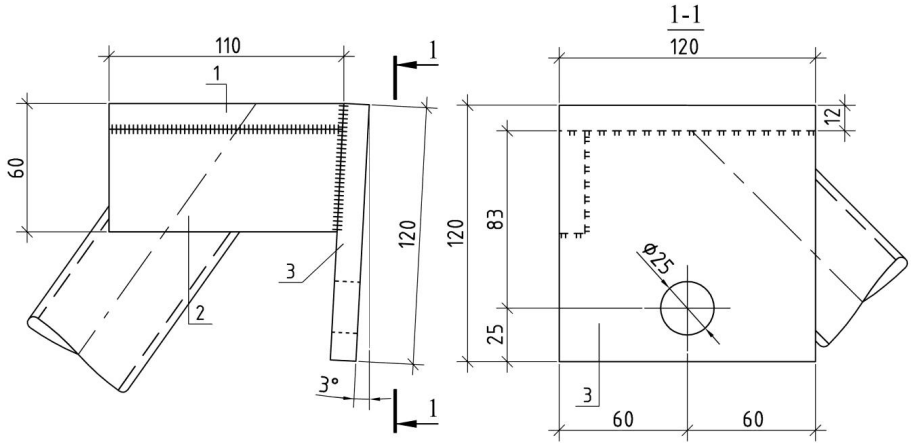


Рисунок 5 – Деталь вузла з’єднання сталезалізобетонних модулів

Таблиця 1 – Специфікація елементів деталі вузла з’єднання

Номер елемента	Переріз, мм	Довжина, мм	Кількість, шт	Маса, кг		
				Деталі	Усіх	Елемента
1	—110×12	120	1	1,25	1,25	3,35
2	—48×12	110	1	0,50	0,50	
3	—120×12	120	1	1,30	1,30	
На зварювання					0,3	

Моделювання умови роботи вузла з’єднання було максимально наближене до реальних. На рис. 6 зображено результати моделювання.

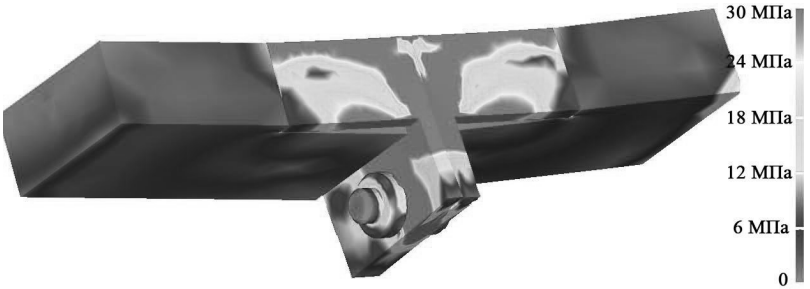


Рисунок 6 – Напружено-деформований стан вузла з’єднання

При моделюванні роботи вузла було враховано фізико-механічні властивості матеріалів, зовнішнє навантаження, власну вагу, внутрішні зусилля. Фізико-механічні властивості сталі, арматури і бетону моделювалися на основі діаграм деформування, які були отримані експериментальним шляхом.

Аналіз напружено-деформованого стану (рис. 6) показав, що максимальні напруження, які б перевищували межу міцності сталевих елементів не виникали, а деформації є незначними, тому можна вважати, що міцність сталевих вузлових деталей забезпечена повною мірою.

Таким чином вузол, що представляє собою поєднання між собою двох сталевих деталей за допомогою болта здатний сприймати розрахункове навантаження.

Висновки. За результатами проведеного дослідження, вивчено напружено-деформований стан вузла з'єднання просторових модулів структурно-вантової сталезалізобетонної аркової плити. Моделюванням встановлено характер деформування вузлових деталей і місця концентрацій максимальних напружень. Проведений аналіз напружено-деформованого стану дозволив встановити, що теоретично розрахована і запроектована конструкція вузла є надійною і здатна сприймати розрахункове навантаження.

Література

1. De Sousa Jr. J.B. Numerical analysis of composite steel-concrete columns of arbitrary cross section [Text] / J.B. De Sousa Jr., R.B. Caldas // Journal of structural engineering. – 2005. – Vol. 131. – №11. – P. 1721–1730.

2. Стороженко Л. І. Експериментальне дослідження деформативності окремих несучих елементів сталезалізобетонного структурно-вантового покриття / Л. І. Стороженко, Г. М. Гасій // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. научных трудов. – Дн-ск: ГВУЗ «ПГАСА», 2015. – Вип. 82. – С. 219–225.

3. Стороженко Л.І. Просторові сталезалізобетонні структурно-вантові покриття: Монографія [Текст] / Л.І. Стороженко, Г.М. Гасій, С.А. Гапченко. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2015. – 218 с.

4. Стороженко Л.І. Визначення геометричних параметрів сталезалізобетонних структурно-вантових елементів циліндричних покриттів / Л.І. Стороженко, Г.М. Гасій // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: НУВГП, 2015. – Вип. 31. – С. 511–516.

5. Storozhenko L.I. Experimental research of strain-stress state of ferrocement slabs of composite reinforced concrete structure elements / L.I. Storozhenko, G.M. Gasii // Metallurgical and Mining Industry. – 2014. – №6. – P. 40–42.

УДК 697.34:697.4:620.9

Журавська Н.Є.,
Київський національний університет будівництва і архітектури

ЕНЕРГОРЕСУРСОЕКОЛОГОЗБЕРІГАЮЧІ ТЕХНОЛОГІЇ ДЛЯ ПІДВИЩЕННЯ ЗАХИСТУ ВІД БІОПОШКОДЖЕННЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА МАТЕРІАЛІВ

Агресивне середовище (специфіка виробництва), яке створює мікроклімат, не тільки змінює умови безпеки життєдіяльності людини, але й негативно впливає на будівельні матеріали, викликаючи їхнє біологічне пошкодження. Наведені результати вирішення технологічно-екологічної проблеми підвищення захисту від біологічного пошкодження бетону. Однією з перспективних технологій для захисту від біологічного пошкодження є виготовлення бетону з використанням омагніченної води.

Ключові слова: Енергозбереження, ресурсозбереження, біологічне пошкодження, агресивне середовище, омагнічена вода.

Aggressive environment (specific output), which creates a microclimate that not only changes the security conditions of human life, but also a negative impact on building materials, causing their biological damage. The results of solving technological and environmental problems increasing protection against biological damage to the concrete. One of the most promising technologies to protect against biological damage is making concrete using magnetic water.

Key words: Energy conservation, resource conservation, biological damage, aggressive environment, magnetic water.

Широке використання бетону пояснюється об'єктивними факторами, головними з яких є: унікальність фізико-механічних властивостей, практично невичерпні запаси природного сировини для їх виробництва і потенційна можливість заміни його техногенними відходами різних галузей промисловості, порівняно низька енергоємність вихідних матеріалів і технологічних процесів, високі еколого-економічні показники виробництва в порівнянні з іншими взаємозамінними матеріалами. У матеріалів є деякі особливості - гігроскопічність, кислотна нестійкість та інші, які сприяють заселенню їх мікроорганізмами і подальшого біоруйнування.

Зменшити витрати енергоносіїв в будівництві за рахунок енергозбереження енергоспоживання можливо шляхом впровадження

інноваційних технологій - застосування омагніченої води для виготовлення будівельних матеріалів, для отримання комплексних результатів високої якості, надійності, безпеки для здоров‘я людини та її комфорту.

Випадки руйнування бетонних конструкцій, викликані помилками і недотриманням технологічних норм при виготовленні самого бетону і зведенні споруд з нього. Причини виникнення корозії бетону різні. Основною причиною руйнування або корозії бетону є агресивна дія зовнішнього середовища. Відомі випадки руйнування бетонних споруд внаслідок життєдіяльності мікроорганізмів. Хоча мова йде про хімічні реакції, даний вид корозії бетону прийнято називати біологічним. Біологічна корозія будівельних матеріалів інтенсивно розвивається в умовах техногенних середовищ, якими, в першу чергу, є промислові підприємства, особливо хімічної, харчової та медичної промисловості, каналізаційні колектори та споруди для відведення стічних вод, а також території виробничої та придорожньої забудови в умовах сучасних міст. Наявність багатого живильного середовища в цехах зазначених виробництв, висока вологість і утруднений повітрообмін - все це створює сприятливі умови для інтенсивного розвитку біодеструкторів.

Можливість корозії бетону визначається його спочатку пористою структурою і наявністю в ній так званих капілярів, за якими в бетон може проникати волога і інші речовини, провокуючи руйнівні процеси. Отже, основним завданням щодо запобігання або припинення корозії бетону є зменшення кількості пор в бетоні. Це завдання може вирішуватися на різних етапах. Так, спеціальні захисні добавки, що забезпечують водостійкість (водонепроникність) і підвищену щільність структури бетону, можуть входити до його складу вже на стадії виготовлення. Технологія виготовлення бетону може включати в себе додавання особливих захисних шарів, постачати додатковим захистом і вже після його виготовлення, обробляючи його поверхню спеціальними гідро-, паро- та газоізолюючими складами, створюючи

захисні покриття (мембрани), напилюючи препарати проти бактерій, цвілі і інших мікроорганізмів та інше.

При багатократному обстеженні будівельних конструкцій та споруд, житлових будинків, тваринницьких ферм, компостних цехів, об'єктів м'ясо-молочної промисловості та інших, виявлені старіння, руйнування будматеріалів, порушення мікроклімату приміщень (збільшення різноманітних та чисельних мікроорганізмів, які викликають біопошкодження будівельних матеріалів і споруд), що веде до економічних збитків.

В 1962 р. Б.А.Нейманом було розпочато застосування омагніченої води в будівництві при виробництві бетону, магнітоактивована вода застосовується провідними підприємствами для виробництва бетону, цементу, гіпсу та інше. Дія магнітної обробки води проявляється не тільки в процесах твердіння і наростання міцності зразків, але в якості виготовлення виробів та захисту їх від біоруйнування [2].

В експериментальних дослідженнях бетонні зразки були виготовлені з використанням звичайної та омагніченої води [1, 7]. Омагнічена вода була виготовлена при протіканні по трубопроводу водопровідної води, який проходить через магнітне поле, створене за допомогою високочастотних електромагнітних апаратів [7]. Дослідні зразки-куби з ребром 70 мм готувались партіями з пропарюванням і без пропарювання. Для пропарювання використовувалася установка періодичної дії для тепло-вологістної обробки бетону (ямна камера).

Дослідні зразки-куби з ребром 20 мм, які виготовлені з використанням омагніченої води, використовувались для дослідження дії мікробіологічної корозії та розробки способів боротьби з нею. Виконано експериментальне визначення кількості бактеріальної та грибної (мікроміцетної) мікрофлори дослідних зразків бетонних композицій [3].

В наслідок застосування бетонів на основі омагніченої води міцність їх зростає, зменшується пористість , біодоступність для живих організмів, таким

чином вирішується питання утворення біопошкоджень, та розвиток не бажаної мікрофлори на поверхні матеріалу[4].

Разом з інститутом мікробіології проведене порівняльне визначення чисельності бактеріальної та грибної (мікроміцетної) мікрофлори композицій зразків бетону: А(3,3×3,3)×6=65,34 см^3, виготовлені за класичною технологією; Б(3,3×3,3)×6=65,34 см^3, виготовлені з використанням омагніченої води.

При змиві мікрофлори з поверхні зразків використовували методики, пропоновані в експериментальній ґрунтовій мікробіології [5], з перспективою використання у наземних, підземних спорудах. Найбільше придатні обсіменінням на бактеріальну та грибну мікрофлору є варіант А, для варіанта Б вона практично мінімальна або взагалі 0, тому запропоновано для подальшого впровадження в виробництво.

Матеріали та методи. Досліджувались три композиції різної кубатури: К-10 – поверхня зразка S = (2×2)×6 = 24 см^3 , 5-2 – (3,3×3,3)×6 = 65,34см^3, 0-2 – (3,3×3,3)×6 = 65,34 см^3.

Методика визначення загальної та окремої мікрофлори модифікована нами та адаптована до дослідження саме бетонних зразків. Дослідні зразки розміщувались у стерильних колбах та заливались стерильною водогінною водою таким чином, щоб поверхня експериментальних кубів повністю покривалась водою: зразки 5-2 та 0-2 і – 50 мл, К -10 – 30 мл. Змив проводили протягом 20[1] на качалці при 180 об./хв.

Загальна картина чисельності мікрофлори свідчить про те, що грибна мікрофлора переважає бактеріальну практично у всіх варіантах дослідних бетонних кубів. Чисельність бактеріальної мікрофлори для даних композицій практично мінімальна або взагалі 0. Варіант 0-2 – висів бактеріальної мікрофлори мінімальна і тільки з нативного змиву та при концентрації 1:10^{-1}. Настільки мінімальна, що подальша титрація повністю поглинає її. Однак, ті ж варіанти демонструють і мінімальну концентрацію міксоміцетів.

На другому місці варіант 5-2. Перші дві концентрації (нативна та $1{:}10^{-1}$) посередні по кількості мікроорганізмів – від двох десятків до двох сотень – на середовищах, де визначається загальна кількість бактерій. В такій же кількості є і міксоміцети (зразки виготовлені на омагніченій воді).

Найбільше обсіменнення на бактеріальну та грибну мікрофлору в порівнянні з іншими варіантами демонструє варіант К-10.

Бетонні кубики, виготовлені з застосуванням омагніченої води, характеризуються меншими розмірами пор в їх структурі та рівномірністю розташування. При збільшенні міцності бетону, зменшується його пористість та біодоступність матеріалу для мікроорганізмів [1, 6].

Визначною ланкою у процесі біопошкодження бетонних конструкцій є мікроорганізми, екологічні параметри мікроклімату середовища - оптимальні. Мікроорганізми (гриби), розвиваючись на поверхні будівельних матеріалів, особливо, коли порушується мікроклімат в приміщеннях (при порушенні його температурно-вологістого режиму, порушенні або відсутності роботи системи вентиляції та кондиціювання, з порушеними технологіями їх експлуатації призводять до виникнення запаху плісняви в приміщенні і виділяють токсичні продукти.

При порівняльної характеристики чисельності колоній утворення мікрофлори бетонних зразків з біоцідною домішкою на омагніченої воді (С) з іншими (А, Б, Д) встановлено найменша наявність грибної мікрофлори та інших середовищ (майже не містить) в контрольних зразках (С). В зв'язку з цим застосування у приміщеннях та будівлях з біологічно активними середовищами є найбільш прийнятними, оскільки в цьому випадку разом з підвищенням довговічності конструкцій і виробів покращується екологічна ситуація у будівлях і спорудах.

Визначення міцності зразків на стиск виконувалось на пресі згідно з чинними стандартами. Міцність зразків, виготовлених на омагніченій воді на 7 день більша на 15…25% від міцності зразків, виготовлених на звичайній воді на

7 день. На 7...11 день зразки, виготовлені на омагніченій воді, набирають міцність, як зразки на звичайній воді на 28 день. Міцність зразків на 28 день, виготовлені на омагніченій воді, більше на 7...12% від зразків, виготовлених на звичайній воді [1].

Експериментальні дослідження по впливу електромагнітної обробки води на енерго- та матеріало-ефективність в технологічних процесах капілярно-пористих тіл (на прикладі бетонних виробів) підтвердили, що можливо вирішення питань біостійкості будівельних матеріалів з високими експлуатаційними властивостями та зниженою агресивністю на природне середовище (екобетон з використанням нанотехнологій, з омагніченою водою захищає матеріал від мікробіологічних уражень - біопошкоджень), підтверджено Інститутом мікробіології і вірусології ім. Д.К.Заболотного НАН України та актом впровадження на виробництві, за рахунок відмови від енерговитратного процесу теплової обробки, маємо економію теплової енергії до 30%, зменшення витрат води на 10%, без порушення якісних характеристик матеріалу [7].

Література

1. Zhuravska, N. Protection of building materials against biodeterioration using energy saving nanotechnology / N. Zhuravska // Motrol. Commission of motorization and energetics in agriculture. – Vol. 13, № 8, Lublin, 2014. – P. 145-152.
2. Вода и магнит. В.И. Классен. Издательство «Наука», 1973. – Москва.- 112с.
3. Биоповреждения в строительстве / Ф.М.Иванов, С.Н.Горшин, Дж. Уэйт и др., Под ред. Ф.М.Иванова, С.Н.Горшина – М. Стройиздат, 1984. – 320 с.
4. Желібо Є.П./ Безпека життєдіяльності:Навчальний посібник.- Львів: Піча,2002, -328с.
5. Волкогон В.В. Експериментальна грунтова мікробіологія / В.В.Волкогон // Київ, Аграрна Наука – 2010. – 464 с.
6. Стукалов, П.С. Магнитная обработка воды / П.С.Стукалов, Е.В.Васильев, Н.А.Глебов. – Л.: Судостроение. – 1969. – 192 с.
7. Журавська, Н.Є. Енергоресурсозберігаючі технології обробки води в електричних та магнітних полях для виробництва бетону / Н.Є. Журавська // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. В.30.- Рівне.: НУВГП, 2015. – С.19-28.

УДК 624.075

д.т.н., професор **Стороженко Л.І.,**
д.т.н., професор **Єрмоленко Д.А.,**
к.т.н., докторант **Мурза С.О.,**
Полтавський національний технічний університет
імені Юрія Кондратюка

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ГНУЧКИХ ТРУБОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

У статті проведено аналіз експериментальних досліджень гнучких стрижневих трубобетонних конструкцій. Досліджено впливу на роботу стиснених трубобетонних елементів гнучкості зразка, різних класів бетонів за міцністю та величини ексцентриситету навантаження, яке діє на елемент. Руйнування гнучких зразків відбувалось внаслідок втрати загальної стійкості. При цьому спостерігалось явно виражене викривлення поздовжньої вісі дослідного зразка. У позацентрово стиснутих зразках в момент втрати стійкості метал оболонки досяг межі плинності тільки в середній частині стиснутої зони

Ключові слова: трубобетон, стрижневі конструкції, гнучкість.

The article analyzes experimental studies flexible rod concrete filled steel tubes constructionnyh. The influence of the work concrete filled steel tubes constructionnyh compressed sample elements of flexibility, different grades of concrete for durability and value of eccentricity load acting on the element. Destruction flexible sample occurred due to loss of overall stability. This was observed clearly pronounced curvature of the longitudinal axis of the test sample. In noncentral compressed samples at the time of buckling metal shell reached the turnover only in the middle of a compressed zone

Keywords: concrete filled steel tubes, rod construction, site flexibility.

Вступ. Практика застосування сталезалізобетонних конструкцій налічує понад сто років, такі конструкції поєднують у собі залізобетон та сталеві прокатні профілі. Ці конструкції надзвичайно різноманітні, вони застосовуються при будівництві згинальних і стиснутих конструкцій, плит, їх застосовують при зведенні різноманітних споруд. Дослідження роботи гнучких сталезалізобетонних конструкцій при визначенні несучої здатності істотно зросло, оскільки руйнування таких конструкцій найчастіше пов’язане з втратою стійкості На ряду з широким досвідом проектування сталезалізобетонних конструкцій залишається ряд недостатньо опрацьованих питань їх розрахунку.

Одним з таких є питання дослідження роботи гнучких трубобетонних елементів.

Огляд останніх джерел і публікацій На даний час накопичений великий експериментальний і теоретичний досвід щодо дослідження стиснених трубобетонних елементів. Різними авторами в різний час запропонована ціла низка методик для розрахунку трубобетонних елементів [1-5]. За їх результатами виходить, що трубобетонні елементи мають підвищену міцність і стійкість порівняно із сталевими. Проте результати розрахунку за несучою здатністю гнучких стиснених трубобетонних елементів отримуються різними. Причому чим більша гнучкість та чим більший початковий ексцентриситет прикладення навантаження, тим більша різниця отриманих результатів.

Виділення невирішених раніше частин питання. Аналізуючи проведені на теперішній час дослідження, що присвячені проблемі визначення несучої здатності трубобетонних елементів як в нашій країні так і за кордоном, можна виділити певну тенденцію в методі врахування несучої здатності – зменшення несучої здатності елементу шляхом множення цього значення на коефіцієнт, менший за одиницю, що враховує гнучкість і визначається в залежності від висоти і ексцентриситету прикладення навантаження. Тому програма експерименту була складена таким чином, щоб дослідити перш за все вплив даних факторів на несучу здатність.

Постановка завдання. Дослідження впливу на роботу стиснених трубобетонних елементів гнучкості зразка, різних класів бетонів за міцністю та величини ексцентриситету навантаження, яке діє на елемент.

Виклад основного матеріалу. При розробці програми експериментальних досліджень враховувалось, що несуча здатність і напружено-деформований стан трубобетонних елементів залежать від: конструктивного вирішення (геометричних розмірів), ексцентриситету прикладення навантаження і фізико-механічних властивостей вихідних матеріалів. За планом експерименту було виготовлено 2 групи зразків. Перша група зразків була виготовлена із сталевих

суцільнотягнутих труб зовнішнім діаметром D=102 мм довжиною 2200 мм; із заповненням бетоном класів С12/15, С16/20 та С20/25. Для зразків цієї групи були виготовлені додаткові фасонки в напрямку прикладення ексцентриситету. Друга група зразків була виготовлена із сталевих суцільнотягнутих труб зовнішнім діаметром D=102 мм довжиною 400, 1000, 1600, 2200 та 2800 мм із заповненням бетоном класу С12/15. Були досліджені також елементи із порожніх металевих труб, для виявлення ефективності роботи трубобетонних елементів. З метою визначення фізико-механічних властивостей бетонів випробовувались стандартні куби і призми.

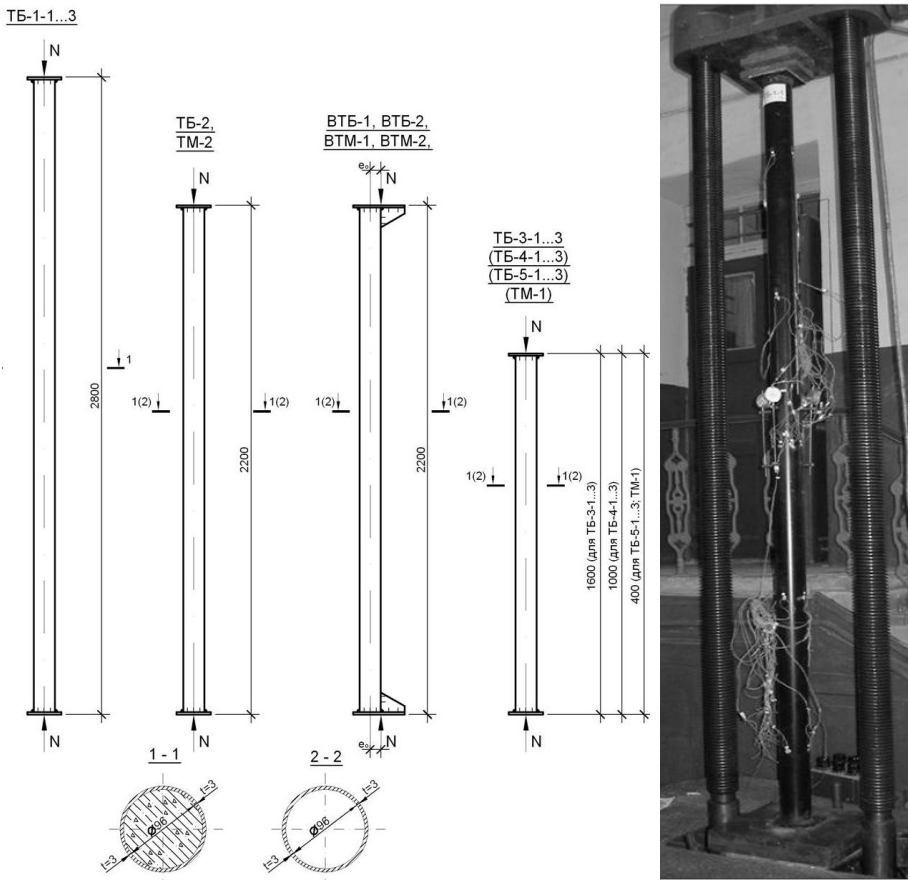


Рисунок 1. Конструкція експериментальних зразків

Випробування проводились на пресі ПММ-250 в лабораторії кафедри ЗБККіОП Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка. Навантаження прикладалось через шарніри. Нижня плита пресу закріплена за допомогою шарніру, а між верхньою плитою та дослідним зразком встановлювався ножовий шарнір. Поздовжні та поперечні деформації вимірювались за допомогою електротензорезисторів.

На всіх трубобетонних та металевих зразках, для заміру поздовжніх деформацій в середній частині встановлювались 4 індикатори годинникового типу з ціною поділок 0,01 мм на базі 200мм в двох взаємно перпендикулярних площинах.

В результаті проведених експериментальних випробувань встановлено, що на несучу здатність гнучких позацентрово стиснутих трубобетонних зразків найбільш істотно впливають поздовжні деформації стиснутої частини оболонки. У позацентрово стиснутих зразках в момент втрати стійкості метал оболонки досяг межі плинності тільки в середній частині стиснутої зони, внаслідок чого на лакових покриттях оболонки в цих місцях утворилися лінії Чернова-Людерса, які можна помітити на вигнутих зонах зразків (рисунок 2).

Слід зазначити, що в гнучких позацентрово стиснутих трубобетонних зразках деформації оболонки розтягнутої зони по абсолютній величині значно менші від деформацій стиснутої зони, їхні значення не досягають межі текучості навіть при руйнуванні зразків. Отже для характеристики напружено-деформованого стану гнучких позацентрово стиснутих трубобетонних елементів вирішальне значення має стиснута зона.

Процес перерозподілу напружень між трубою і бетоном при випробуванні трубобетонних зразків короткочасно діючим навантаженням в значній мірі залежить від відносної довжини елементів, ексцентриситету прикладання зовнішнього навантаження, відсотка армування, а також і від величини зовнішнього навантаження.

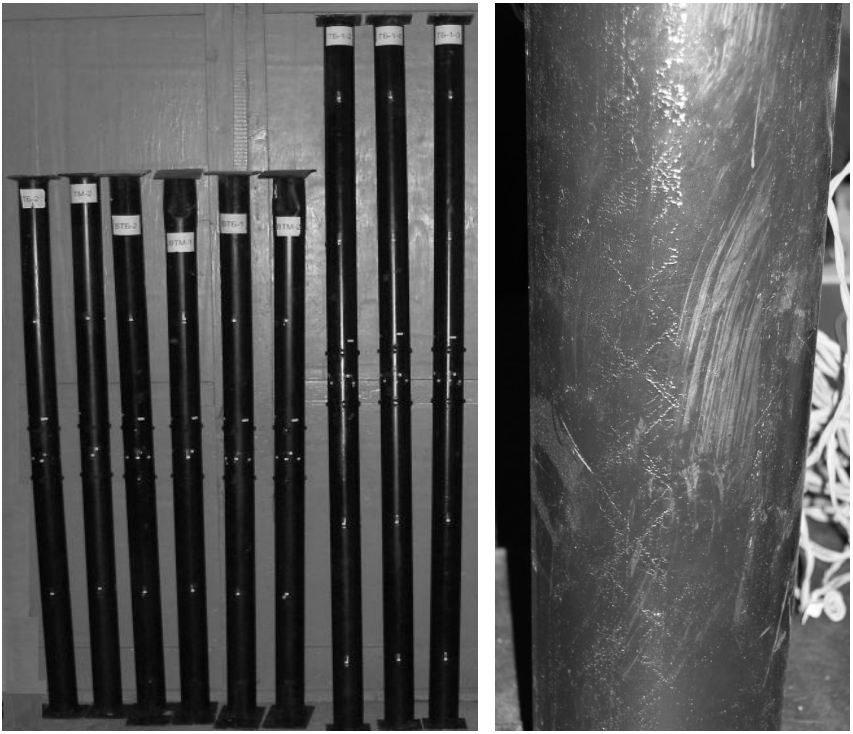


Рисунок 2. Характерні деформації оболонки дослідних зразків

Деформації трубчастих зразків незалежно від ексцентриситету і гнучкості елемента приблизно в два рази більші ніж деформації відповідних трубобетонних зразків (рисунок 3). Характер руйнування коротких та гнучких зразків різко відрізняється. Так короткі зразки руйнувались в наслідок втрати місцевої стійкості оболонкою і утворення поперечних званих гофр. Руйнування гнучких зразків відбувалось внаслідок втрати загальної стійкості. При цьому спостерігалось явно виражене викривлення поздовжньої вісі дослідного зразка.

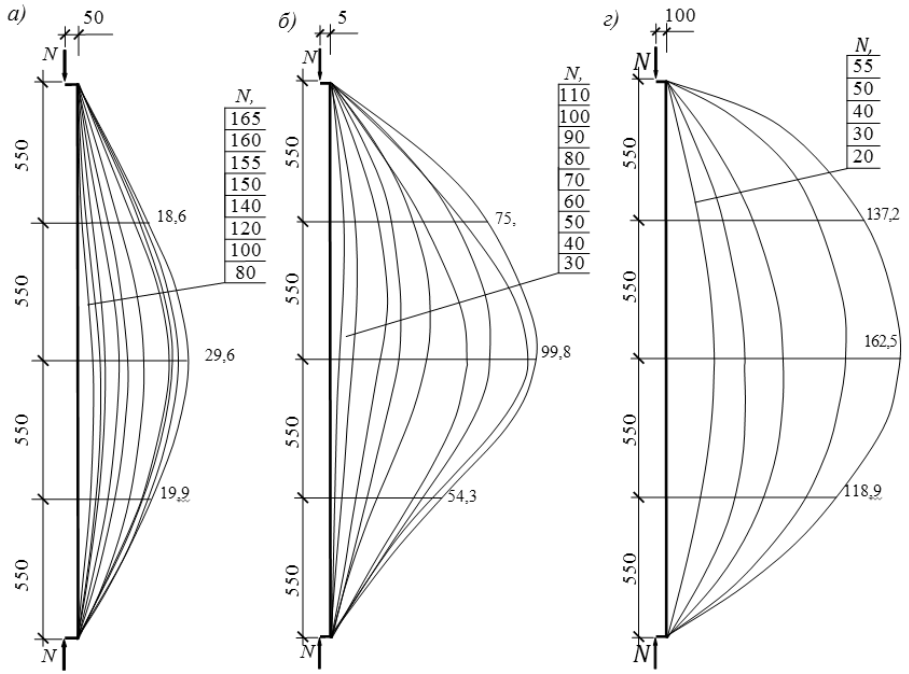


Рисунок 3. Деформації дослідних зразків

У позацентрово стиснутих зразках в момент втрати стійкості метал оболонки досяг межі плинності тільки в середній частині стиснутої зони, внаслідок чого на лакових покриттях оболонки в цих місцях утворилися лінії Чернова-Людерса, які можна помітити на увігнутих зонах зразків. Вісь зразків після випробувань залишалася викривленою, а вигини досягали значних величин.

Прилади в цей момент показували лавиноподібний приріст деформацій. Дослідні зразки вигиналися, після зняття навантаження в зразках спостерігалися явно виражені залишкові деформації, поздовжня вісь зразків залишалася викривленою.

Висновки. Виходячи із аналізу результатів експериментальних досліджень гнучких стиснених трубобетонних елементів можна зауважити, що перед

проектувальником, на сьогодні, постає ряд проблем, пов'язаних з чітким, нескладним і однозначним врахуванням гнучкості при розрахунку на несучу здатність. Необхідно враховувати всі ключові аспекти, це і різнорідність матеріалу – сталь і бетон, вплив їх різних марок і класів на гнучкість, вплив їх сумісної роботи, трьохосний напружений стан бетону, різні стадії роботи сталевої труби під навантаженням – від поздовжньої несучої конструкції через сталеву обойму, до роботи за межею текучості.

Література

1. Єрмоленко Д.А. Об'ємний напружено-деформований стан трубобетонних елементів: Монографія // Д. А. Єрмоленко – Полтава: Видавець Шевченко Р.В., 2012. – 316 с.
2. Клименко Ф.Е. Сталебетонные конструкции с внешним полосовым армированием. – К.: Будівельник, 1984. – 88 с.
3. Стороженко Л.І. Залізобетонні конструкції в незнімній опалубці: Монографія / Л.І. Стороженко, О.І. Лапенко // – Полтава: ПолтНТУ, 2008. – 312с.
4. Стороженко Л.І. Сталезалізобетонні конструкції / Л.І. Стороженко, О.В. Семко, В.Ф. Пенц // – Полтава: ПолтНТУ, 2005. – 182 с.
5. Сталезалізобетон: збірник наукових праць / Ред. Л.І.Стороженко – Полтава: ПолтНТУ, 2006. – 386 с.

УДК 69.658.5

Стороженко Л.І., Нижник О.В., Дрижирук Ю.В.,
Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

ОСОБЛИВОСТІ ТЕХНОЛОГІЇ ЗВЕДЕННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОГО БЕЗБАЛКОВОГО ПЕРЕКРИТТЯ

У статті розглянуті особливості технології зведення сталезалізобетонних безбалкових перекриттів, що складаються із системи плоских плит зі сталевим обрамленням. Обгрунтована доцільність використання трубобетонних колон для такого перекриття.

In the article the considered features of technology of construction composite reinforced concrete structure of the flat-slab ceiling that consist of the system of flat flags with the steel framing. Reasonable expediency of the use of steel tubular structures columns is for such ceiling.

Вступ. Останнім часом будівництво будівель для конкретного споживача спричинило за собою суттєве посилення архітектурних вимог та відповідність зміни підходу до конструювання будівель різноманітного призначення. Водночас, сучасний комфорт та зручність експлуатації таких будівель повинні поєднуватися з мінімальними витратами на їх будівництво [1, 2]. Найбільший простір для архітектурних фантазій представляють сучасні будівельні технології, що засновані на безбалкових конструкціях.

Разом з тим зміни, що відбулися останнім часом у будівельній галузі, а також застаріла матеріальна база заводів-виробників потребують використання таких конструктивних схем будівель, в яких окремі частини перекриття виготовляються та збираються безпосередньо на будівельному об’єкті з окремих або суцільних елементів. Дуже важливо зробити такі конструкції легкими і простими у виготовленні та монтажу. Цим критеріям в повній мірі відповідають запропоновані авторами збірні сталезалізобетонні безбалкові перекриття. Система таких перекриттів [4, 8] являється повністю універсальною та призначена для будівництва житлових, загально соціальних, адміністративних будівель з розмірами сітки колон, що не перевищують 6×6 м.

Така система передбачає використання плит зі сталевим обрамленням, що в залежності від їх місця розташування поділяються на: надколонні, міжколонні та пролітні. В якості колон обрано трубобетон, відомий своїми численними перевагами [3].

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Дослідження та використання сталезалізобетону набуло надзвичайно широкого розповсюдження в багатьох країнах і, зокрема, в Україні .

Економічність сталезалізобетонних конструкцій із використанням сталевих профілів порівняно з традиційними залізобетонними забезпечується за рахунок більш ефективного застосування жорсткої арматури шляхом раціонального її розміщення, що дає можливість отримати приріст міцності та жорсткості. Запропоновані плити орієнтовані на виготовлення безбалкового перекриття на будівництві. На даний час впровадження та використання безбалкових перекриттів формує курс розвитку масового будівництва як в Україні, так і за її межами. Такі перекриття являються найбільш надійними та довговічними.

Формулювання цілей статті. Новизна конструктивних рішень зумовлює необхідність вирішення технічних задач, пов'язаних з виготовленням та монтажем окремих елементів безбалкових перекриттів. У даній статті розглянуто особливості технології зведення сучасних сталезалізобетонних безбалкових перекриттів на основі результатів науково-дослідної роботи з дослідження створених сталезалізобетонних конструкцій із урахуванням вимог діючих в Україні нормативних документів.

Виклад основного матеріалу.

Збірна плита зі сталевим обрамленням [5], що входить до складу сталезалізобетонного безбалкового перекриття складається зі сталевої рами, яка може бути виготовлена з кутиків за допомогою електрозварювання, залізобетонної основи й арматурної сітки, що влаштовується до початку бетонування конструкції. Особливістю виготовлення таких плит є те, що роботи з їх створення можна проводити на заводі залізобетонних виробів або

безпосередньо на будівельну майданчику при сучасних умовах ведення будівельного виробництва без застосування додаткової опалубки. В залежності від призначення плит полички кутиків виносять назовні або всередину конструкцій. При цьому, для надколонних плит сталеву раму з кутиків доцільно розташовувати поличками назовні відносно плити, тим самим утворюється зручна площадка для обпирання міжколонних та пролітних плит. Сталеву раму міжколонних та пролітних плит слід виконувати поличками всередину конструкції, тим самим значно підсилюється опорна зона конструктивних елементів. До поверхні внутрішнього контуру сталевого обрамлення приварюють арматурні анкери, після чого встановлюється арматурний каркас із заздалегідь приготовлених сіток.

У випадку із надколонною плитою за допомогою електрозварювання виготовляється сталевий "комір", що являє собою сполучення шайби та кільця з висотою, що відповідає товщині плити та діаметром отвору під колону. "Комір" встановлюється посередині обрамлення майбутньої плити. Отриману конструкцію поміщають на вирівняний бойок, після чого відбувається її бетонування. Ущільнення бетонної суміші в умовах будівельного майданчику здійснюється вібробулавою або віброрейками.

Після досягнення бетоном необхідної міцності плити готові для їх встановлення в проектне положення. В цілому, збирання каркасу зі сталезалізобетонним безбалковим перекриттям виражається в з'єднанні окремих його елементів між собою. В запропонованому конструктивному рішенні безбалкових перекриттів використовується 2 типи з'єднань: колона-панель та панель-панель. Всі з'єднання відносно прості, зрозумілі й не являються трудомісткими. Монтаж плит відбувається в такій черговості (рис. 1): після встановлення колон в проектне положення монтуються надколонні плити, міжколонні та пролітні плити. Позитивним є те, що на відміну від сучасних залізобетонних безбалкових перекриттів, під час монтажу плит зі сталевим обрамленням не використовуються додаткові підтримуючі

засоби та риштування.

Під час монтажу надколонна плита легко встановлюється на сталевий диск трубобетонної колони [6], після чого проводяться зварювальні роботи сталевих частин колони та плити для досягнення необхідної жорсткості конструкції безбалкового перекриття. Відсутність додаткових закладних деталей створює великі переваги для розташування трубопроводів та інших комунікаційних ліній. Дане рішення дозволяє спростити технологію виробництва арматурних робіт, зменшити матеріалоємність і трудомісткість.

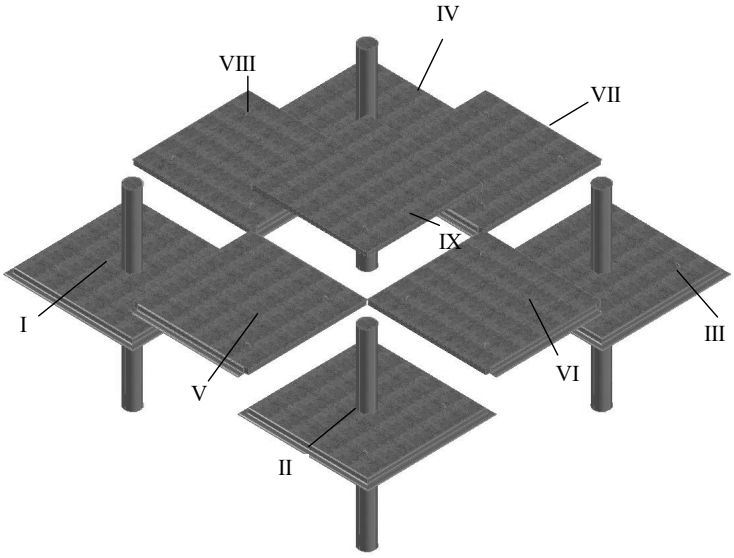


Рис. 1. Монтаж сталезалізобетонного безбалкового перекриття:
I, II, III ... – черговість монтажу плит

Наявність опорного сталевого диску підвищує жорсткість вузла, крім того зростає його несуча здатність на згин та продавлювання. При цьому виключається крихкий механізм руйнування опорних частин, оскільки зусилля зсуву сприймається сталевими елементами вузла, що працюють сумісно з бетоном.

Горизонтальність встановлення плит контролюється за допомогою

нівеліра. Міжколонні або пролітні плити за допомогою кранового обладнання встановлюються на висаджені грані сталевого обрамлення надколонних панелей, після чого стики між плитами обварюються, а в разі необхідності замонолічуються розчином [7]. При необхідності зверху на плити можна вкладати шар бетону, армований сіткою, що утворює жорстку горизонтальну діафрагму та необхідну за умов звукоізоляції масивність перекриття. Для сумісної роботи монолітного бетону з плитами можливо використовувати арматурні випуски.

Конструктивна схема з використанням сталезалізобетонного безбалкового перекриття передбачає використання трубобетонних колон з перерізом відповідно до проекту. Виготовлення колон може відбуватись безпосередньо на будівельному майданчику, при цьому в разі необхідності необхідним є використання сучасних суперпластифікаторів для бетонної суміші, якою заповнюють трубу з метою запобігання розшарування бетону. Монтажні сталеві трубчасті елементи з деталями для стикування колони та обпирання перекриттів доставляються на будівельний майданчик у вигляді укрупнених елементів з оптимальною довжиною на один поверх.

З конструктивних особливостей трубобетонних елементів витікає, що при конструюванні стиків необхідно забезпечити спільну роботу в з'єднувальних елементах як сталевої оболонки, так і бетонного ядра. Враховуючи це збирання конструктивних елементів трубобетонних колон по висоті будівлі виконується за допомогою монтажного електрозварювання. Стик елементів по висоті відбувається впритул (рис. 2).

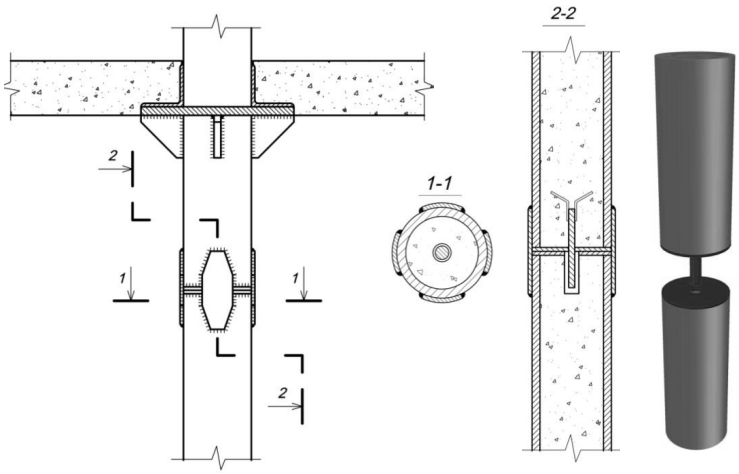


Рис. 2. Схема стику трубобетонних колон в системі сталезалізобетонного безбалкового перекриття

Поверхня бетонного осердя вирівнюється доверху з трубою. При цьому у верхній частині трубобетонної колони нижнього поверху посередині в бетоні створюють отвір, а в нижній частині колони верхнього поверху – направляючий стрижень.

Після монтажу колон нижнього та верхнього поверхів в місці їх з'єднання за допомогою електрозварювання встановлюють спеціальні накладки, а для встановлення надколонних плит верхнього поверху – опорні столики (рис. 3). Для виконання монтажних робіт додаткового спеціального обладнання не потребується. Якість виробів контролюється на всіх етапах від розробки документації до приймального контролю.

Важливою особливістю трубобетонних колон являється їх підвищена жорсткість, що пояснюється збільшенням приведеного модуля пружності за рахунок значної жорсткості металу обойми. Просторова жорсткість забезпечується жорстким з'єднанням плит перекриття з колонами на рівні кожного поверху. У випадку рамно-в'язевої схеми в роботу додатково необхідно включати елементи жорсткості: в'язі та діафрагми. При цьому

діафрагми жорсткості встановлюються в створі колон або в стиках перекриття. Висота діафрагми повинна відповідати висоті поверху, яка може бути різною.

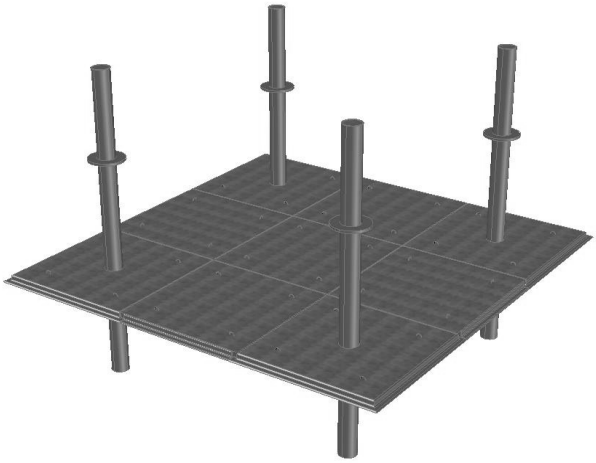


Рис. 3. Фрагмент сталезалізобетонного безбалкового перекриття нижнього поверху

Висновки. Елементна база сталезалізобетонного безбалкового перекриття має просту геометричну форму та мінімум типорозмірів, крім того система надає значні можливості об'ємно-планувальних рішень. Завдяки своїй відносній простоті виконання, сталезалізобетонне безбалкове перекриття не потребує особливої підготовки від монтажників. Рівень підготовки арматурників, бетонувальників на заводах залізобетонних конструкцій не повинен бути вищим, ніж для виготовлення тієї номенклатури продукції, яку цей завод випускає. Завдяки особливостям монтажу технологія сталезалізобетонних безбалкових перекриттів забезпечує високу швидкість будівництва, енерго- та трудоємність, що в свою чергу надає широкі можливості інвесторам, забудовникам, архітекторам та проектувальникам.

Література

1. Гнідець Б.Г. Залізобетонні конструкції з напружуваними стиками і регулюванням зусиль / Б.Г. Гнідець. – Львів: Львівська політехніка, 2008. – 548 с.
2. Пекин Д.А. Плитная сталежелезобетонная конструкція / Д.А. Пекин // Научное издание. – М.: Изд-во АСВ, 2010. – 440 с.
3. Стороженко Л.І. Трубобетон: монографія / Л.І. Стороженко, Д.А. Єрмоленко, О.І. Лапенко. – Полтава: АСМІ, 2009. – 322 с.
4. Стороженко Л.І. Дослідження та проектування сталезалізобетонних безбалкових і часторебристих перекриттів / Л.І. Стороженко, О.В. Нижник. – монографія. – Полтава: Дивосвіт, 2011 р. – 300 с.
5. Пат. на кор. модель № 41231 Україна. МПК (2006) Е04В 1/02 Збірна плита перекриття зі сталевим обрамленням / Л.І. Стороженко, О.В. Нижник; власник ПолтНТУ. – 2009, Бюл. № 9.
6. Пат. на кор. модель № 45788 Україна, МПК (2009) Е04В 5/43 Вузол з'єднання надколонних плит безбалкового перекриття з трубобетонною колонною / Л.І. Стороженко, В.В. Муравльов, О.В. Нижник; власник ПолтНТУ. – 2009. Бюл. №22.
7. Пат. на кор. модель № 45790 Україна, МПК(2009) Е04В 5/00. Вузол з'єднання плит у збірному безбалковому перекритті / Л.І. Стороженко, О.І. Лапенко, О.В. Нижник; власник ПолтНТУ. – 2009. Бюл. №22.
8. Пат. на кор. модель № 47176 Україна. МПК (2009) Е04В 5/00 Безбалкове збірне перекриття з плит зі сталевим обрамленням / Л.І. Стороженко, О.В. Нижник; власник ПолтНТУ. – 2010, Бюл. № 2.

УДК 624.012

к.т.н., доц. **Пахолюк О.А.,**
аспірант **Шимків Т.Ф.,**
Луцький національний технічний університет

АНАЛІЗ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ, ПІДСИЛЕННЯ ТА МОДЕРНІЗАЦІЯ СПОРУД СПЕЦІАЛЬНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ

Перспектива будівництва фортифікаційних споруд спеціального призначення, як ефективного засобу захисту, є актуальною на даний час. Вона полягають у вдосконаленні даних об'єктів, використовуючи спільний досвід військових, будівельників та науковців.

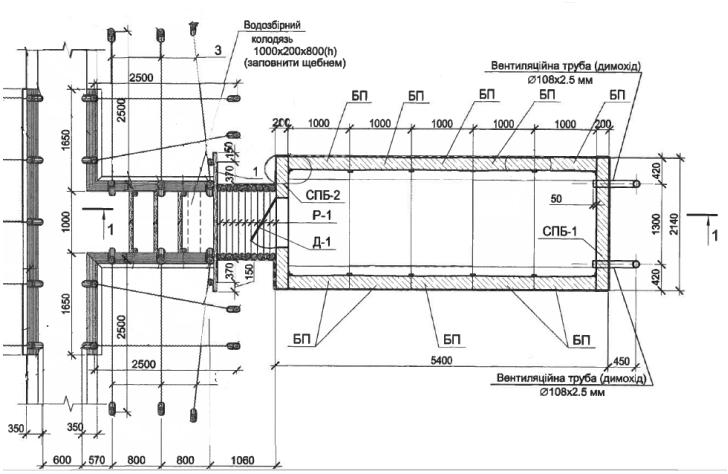
The prospect of building fortifications special purpose, as an effective means of protection is relevant to the present. It lies in improving data objects using a common military experience, builders and scientists.

До недавнього часу будівництву споруд спеціального призначення не приділялось достатньо уваги. Військове роззброєння після розпаду Радянського союзу велось у всіх пострадянських країнах. Армія відходила на другий план. Не пройшло навіть пів століття і нам довелося знову відчути на собі гіркоту і біль війни, до якої громадяни не були готові ні морально ні матеріально. Відразу ж почалася розробка і створення засобів захисту, зброї, також чи не найголовнішу роль у цьому відіграє будівництво оборонних та фортифікаційних споруд. Оскільки в роки незалежності військова справа була занедбана, то досконалих проектів на спорудження даних об'єктів не було, і було критично мало часу для їх розробки і тестування. Не бралися до уваги нову методи розрахунку будівель, комп'ютерне моделювання, сучасні будівельні матеріали та технологія зведення споруд спеціального призначення. Тому на даний час, коли вже побудовано сотні фортифікаційних споруд , а в довгоочікуване перемир'я не вірить більше половини населення, необхідно як слід приділити увагу аналізу технічного стану, можливій реконструкції та підсиленню даних об'єктів.

У роботі розглядаються типові проекти уніфікованих фортифікаційних споруд та впроваджено декілька тенденцій з їх модернізації.

Мета і основні завдання наукової роботи полягають у вдосконаленні даних об'єктів, використовуючи спільний досвід військових, будівельників та науковців.

На прикладі розглянемо уніфіковану фортифікаційну споруду УФС-3 (бліндаж). Вона прямокутна в плані, розміром 5,4х2,14 м, висотою приміщень в чистоті 2,3м. Виконується із збірних залізобетонних елементів коробчастого перерізу (потерн) та стінових панелей, які блокуються між собою. З'єднання блоків між собою та з панелями виконується за допомогою зварювання. Укріплення входу в споруду виконується за допомогою дерев'яних рам із жердин. Зовнішня гідроізоляція рулонна обклеювальна у 2 шари. Передбачені отвори для вентиляції, опалення, вводу комунікацій. Проектом передбачено два варіанти посилення захисту споруди: дерев'яними елементами (тюфяками) та залізобетонними плитами перекриття (ПК46.10-8).



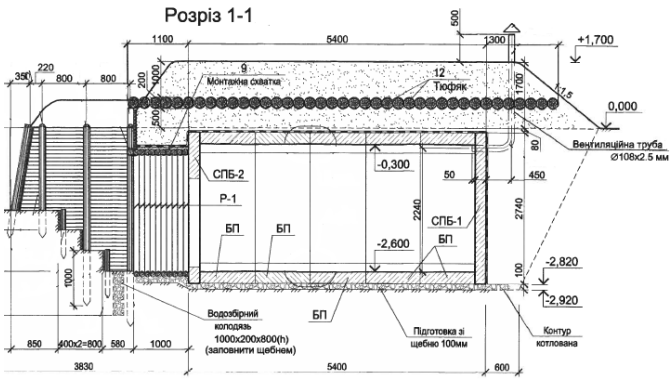


Рис. 1. Уніфікована фортифікаційна споруда УФС-3.

З першого погляду конструкція споруди досконала і забезпечує захист особового складу, та комфортне перебування у ньому. Залізобетонні вироби заводського виготовлення з важкого бетону класу С20/25, армованого робочою арматурою класу А500с, А240с забезпечують захист споруди від статичного та динамічного навантажень. А ось укріплення входу в споруду дерев'яними жердинами ø100 мм не надійне при дії ударного навантаження, що може спричинити зсув грунту. Ще одним суттєвим недоліком є відсутність евакуаційного виходу зі споруди. Згідно з ДБН В.1.1-7-2002 «Пожежна безпека об'єктів будівництва» броньовані важко спалимі двері відкриваються назовні, що унеможливлює їх відкривання зсередини навіть при незначному зсуві ґрунту, або зовнішніх перешкодах які виникли внаслідок ударної хвилі.

Розглянувши всі ці недоліки можна стверджувати, що застосування державних будівельних норм і стандартів житлового і громадського будівництва є недоцільним у військовій сфері, зокрема при будівництві фортифікаційних споруд.

Як варіант модернізації проекту пропонується встановлення ще одного додаткового залізобетонного блоку потерни в якості тамбуру замість дерев'яних рам; встановлення додаткового евакуаційного люка, а також виконати броньовані двері з відкриванням всередину, для можливості їх відкривання при заблокуванні з зовнішньої сторони.

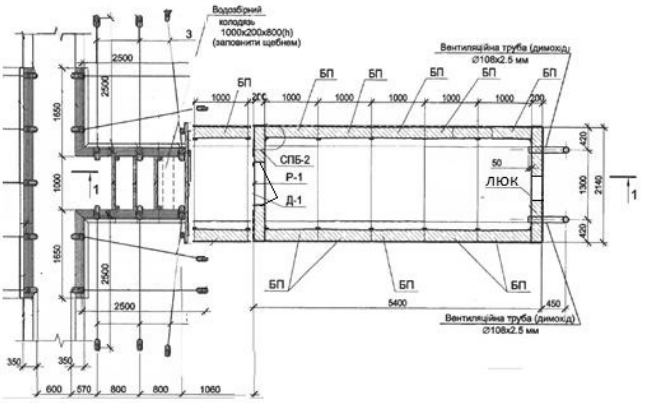


Рис. 2. Уніфікована фортифікаційна споруда УФС-3 (варіант модернізації).

Важливу увагу необхідно приділити зовнішній гідроізоляції. Двошарова обклеювальна ізоляція з руберойду по бітумній мастиці не є доцільною тому, що навіть при найменших пошкодженнях (дія осколків, при зворотній засипці, обвалуванні) вона не тільки втрачає суцільність, а і перетворюється у забірний мішок для вологи та води. Дані пошкодження неможливо буде усунути в найкоротші терміни бо споруда знаходиться під шаром ґрунту товщиною 1,7м. Як альтернативу пропонується використання спеціальних вологостійких гідроізоляційних бетонів при виготовленні залізобетонних елементів, наприклад з добавкою рідкого скла. Воно наділяє бетонні конструкції дуже корисними властивостями. Насамперед, – вологостійкість і водонепроникністю. Це дуже важлива якість для будівель і різних підземних бетонних споруд. Крім цього, силікатний клей підвищує жаростійкість бетону і запобігає розвитку на ньому цвілі і грибків.

Для замонолічування і захисту монтажних стиків пропонується застосування еластичної суміші Ceresit CR66. Вона легка у проготуванні та нанесенні, і забезпечує достатній ступінь гідроізоляції.

Даний варіант не тільки покращує гідроізоляційні властивості, а і спрощує будівництво споруди і скорочує його терміни, що є надзвичайно важливим при будівництві в екстремальних умовах.

Щодо варіантів посилення захисту споруди то варіант із залізобетонними плитами перекриття (ПК46.10-8) взагалі слід вважати неприпустимим. По перше, дана плита не сприймає ударного навантаження; по друге, її несуча здатність 8 кН/м^2, а вона вже лежить під шаром ґрунту вагою 17кН/м^2; по третє, плити має велику власну вагу. Внаслідок найменшого впливу навантаження (ударна хвиля, дощ, снігове навантаження) варіант підсилення перетворюється у додаткове навантаження на залізобетонну конструкцію бліндажу. Варіант підсилення дерев'яними тюфяками є значно кращим, адже дерево є більш пружним і виконує роль амортизуючої прокладки, що дозволяє конструкції значно краще сприймати ударні навантаження.

Отже, для захисту залізобетонних конструкцій споруди від дії ударного навантаження та ударної хвилі необхідно використовувати пружні амортизуючи матеріали такі як гума, гнучкі породи дерев, резина.

Зробивши аналіз сучасних будівельних матеріалів та врахувавши досвід військових, пропонується варіант підсилення гумовими пластами товщиною не менше 10 см в декілька шарів з прошарком 20 см заповненим землею. Як альтернатива – підсилення резиновими колесами розташованими в три шари з перехресним розташуванням шарів. Даний варіант є надійним, простим у зведенні споруди і не потребує підйомних кранів для монтажу.

Підводячи підсумок можна сказати, що будівництву споруд спеціального призначення необхідно приділяти особливу увагу, використовувати досвід інших країн, сучасні методи спорудження, сучасні будівельні матеріали. Враховуючи те, що спорудження цих об'єктів ведеться в екстремальних умовах, найголовнішим є прагнення до максимального спрощення будівництва та скорочення його термінів.

1. Залізобетонні конструкції: Підручник / А. Я. Барашиков, Л. М. Буднікова, Л. В. Кузнєцов та ін.; За ред. А. Я. Барашикова. К.: Вища шк. , 1995. 591 с. ІСБН 5-11-003816-3.
2. 5. Ананич С. А. Фортификация : учебник / С. А. Ананич, П. К. Бузник, А. И. Сухарев. – М. : Военное издательство, 1964. – 446 с.Васильченко В. Н.
3. Фортификационное оборудования позиций и районов расположения войск : учебник / В. Н. Васильченко. – М. : ВИА, 1990. – 184 с.

УДК 624.071.34

д.т.н., проф. **Пічугін С.Ф.,** к.т.н., доц. **Чичулін В.П.,** к.т.н. **Чичуліна К.В.,**
Полтавський національний технічний університет
імені Юрія Кондратюка, Україна

ЄВРОПЕЙСЬКИЙ ДОСВІД ПРОЕКТУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ БАЛОК З ГОФРОВАНИМИ СТІНКАМИ

В статті проаналізовано європейській досвід проектування балок з гофрованою стінкою. Представлені європейські підходи до розрахунку такого типу конструкцій представлені. Розглянута методика пропонується для подальшого застосування в українських нормах.

Ключові слова: сталева балка, гофрована стінка, розрахунок.

The article analyses the European experience in the design of beams with corrugated web. European approaches to the calculation of this type of construction presents. The technique is proposed for further application in the Ukrainian standards.

Keywords: steel beam, corrugated web, calculation.

Стан питання. Останнім часом пріоритетним напрямком розвитку енергоефективної політики держави є впровадження сучасних ресурсоекономних конструкцій, які призводять до суттєвого зменшення матеріаломісткості й поліпшення експлуатаційних показників. Поява нових легких металевих конструкцій спонукає проектувальників до пошуку оптимальних рішень та адаптації українських норм до єдиного європейського наукового простору. Низку проблем щодо зменшення маси, підвищення стійкості і жорсткості конструкцій проектувальники й виробники вирішують за рахунок застосування нових легких металевих балок з гофрованими стінками. Такі конструктивні форми забезпечують економію матеріалу до 50% в порівнянні зі звичайними гарячекатаними балками, а нове автоматизоване устаткування дозволяє суттєво скоротити строки їх виготовлення.

Аналіз останніх досліджень і публікацій, в яких започатковано розв'язання даної проблеми. Попередньо авторами статті були проведені дослідження присвячені пошуку методик розрахунку тонкостінних балок [1 - 2]. Існує велика кількість зарубіжних наукових робіт, в яких розпочато

розв'язання питань аналізу існуючих алгоритмів розрахунку балок з гофрованою стінкою. Серед них, безперечно, можна відзначити праці H.G. Hoop, B. Johansson, H.H. Junior, J. Linder, H. Pasternak, J. Robra, E.Y. Sayed-Ahmed, W. Siokola, D.G. Souza, X. Wang [1 – 12] та інші.

Не розв'язаною раніше частиною проблеми є те, що в умовах європеїзації загального наукового простору України гостро постає питання імплементації європейських норм та стандартів. Зокрема, актуальним залишається питання пошуку оптимальних методик розрахунку легких балок з гофрованими стінками, які активно впроваджуються та користуються великим попитом на українському ринку металевих конструкцій.

Задачі дослідження. Задачами проведеного дослідження є аналіз європейського досвіду проектування балок з гофрованою стінкою, визначення головних європейських лідерів виробництва такого типу конструкцій, представлення основних діючих європейських методик розрахунку для можливого застосування в Україні.

Виклад основного матеріалу. Балкою з гофрованою стінкою називають конструкцію, яка складається з поясів різного перерізу та тонкої металевої стінки, що в поперечному напрямку вигнута, тобто гофрована [13 – 14].

В США та Японії балки з трапецеїдальними гофрованими стінками широко використовуються в мостобудівництві з 80-х років, але головною галуззю застосування безперечно являється багатоповерхове будівництво, де такі балки використовують для різноманітних покриттів та перекриттів [3]. В Німеччині та Швеції, Франції, Японії, Нідерландах такі балкові конструкції є дуже популярними в будівництві складських та промислових приміщень, спортивних та торгівельних комплексів та інших приміщень.

Існує три головних світових виробника гофробалок: голландська компанія GLP Corrugated plate Industry, компанія Ranabalken, яка функціонує на шведському ринку більше 40 років, та австрійська фірма Zeman & Co.

а) б)

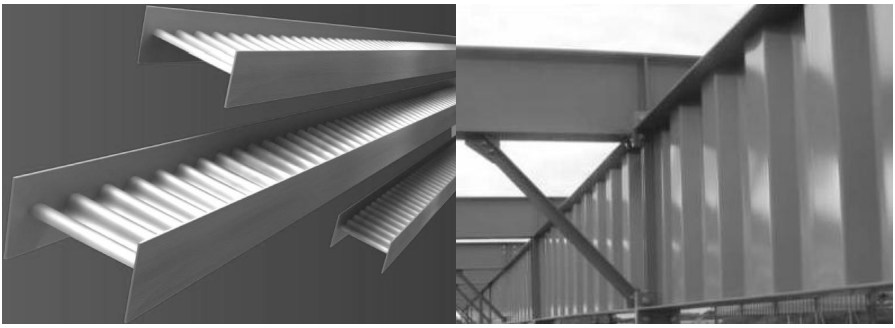


Рис. 1. Конструктивні рішення балок і колон з гофрованими стінками, що мають різні форми гофрів: а – хвилясті; б – трапецеїдальні

Одним з найбільш потужних виробників балок з гофрованою стінкою є австрійська компанія Zeman, яка розробляє гофро-балки (SIN-балки) з гофро-листа та сталевих смуг (рис. 1, а). Також нещодавно з'явилась нова автоматична лінія гофро-балок Італія-Китай (китайської компанії «Jinggong Science & Technology» з італійськими зварними роботами COMAU), яка виробляє аналоги таких конструкції.

GLP Corrugated plate Industry спеціалізується на балках з гофрованою трапецеїдальною стінкою (рис. 1, б) з максимальною висотою 4 *м* та товщиною 1,5 *мм* – 12 *мм* [3 – 4].

Треба відмітити, що потокові автоматичні лінії з виробництва зварних двотаврових балок з гофрованою стінкою зараз успішно функціонують і популяризуються в Україні. Вітчизняні проектувальники вже давно усвідомили, що такі конструктивні форми є прогресивним рішенням в проектуванні та реалізації в будівельних об'єктах України та за її межами. Отже, пошук оптимальних методик розрахунку ресурсоекономних конструктивних форм є одним з пріоритетних питань державної політики енергозбереження.

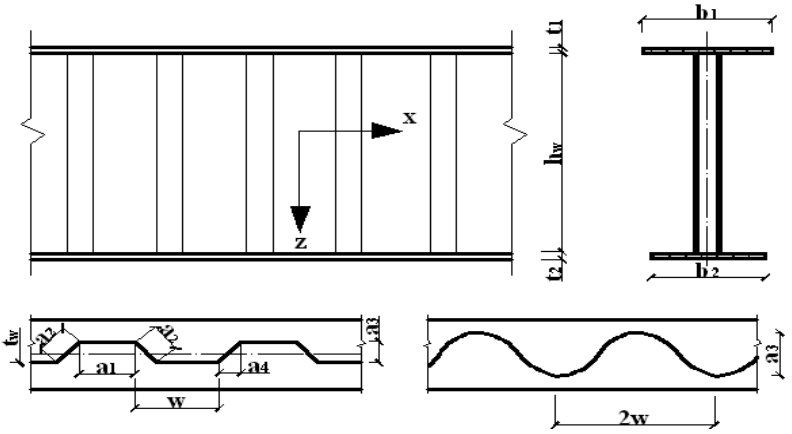
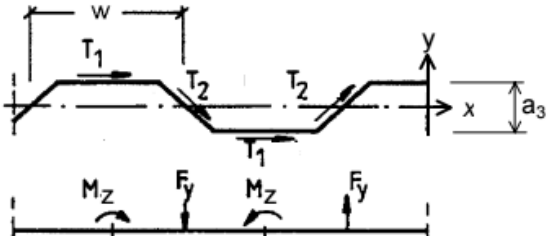


Рис. 2. До розрахунку двотаврів з гофрованою стінкою згідно європейських норм [14]

В європейських нормах [14] та коментарях до них [4] приведена методика розрахунку балок з гофрованою стінкою, що мають трапецеїдальну (рис. 2) та синусоїдальну форму. Треба відмітити, що розглядаються балки з однією віссю симетрії, тобто верхній та нижній пояси різняться. Загалом в європейських методиках, включаючи і норми Німеччини [13], стверджується, що нормальні напруження, які виникають від дії згинального моменту, сприймають лише полиці, а стінка працює тільки на зріз (рис. 3).



$$F_y = \frac{V}{h_w} a_3$$

$$M_z = \frac{V}{h_w} a_1 \frac{a_3}{2}$$

Рис. 3. Модель для розрахунку середніх згинальних моментів [4]

Таким чином, вважається, що гофрована стінка не здатна сприймати поздовжні зусилля, отже, згинальний момент в балці сприймається повністю полицями, а стінка працює на поперечні зусилля [4]. При цьому можливий вплив гофрованої стінки на бічний згинальний опір в порівнянні з плоскою

стінкою, тому що гофрування надає стінці суттєву поперечну згинальну жорсткість.

Згідно з [4] стійкість стиснутої полиці може бути розрахована за приведеними нижче формулами. Визначимо максимальний поперечний згинальний момент, який виникає там, де похила частина стінки перехрещує центральну лінію полиці [4]:

$$M_{z,max} = \frac{V \cdot a_3}{4h_w}(2a_1 + a_4), \quad (1)$$

де V – максимальна поперечна сила в балці, *кН*;

a_3 – висота профільованого листа стінки, *см*;

a_1 – довжина горизонтальних ділянок профільованого листа стінки, *см*;

a_4 – геометрична характеристика панелі гофри, *см*.

Зниження згинального моменту [13, 14] можна виразити наступним фактором:

$$f_T = 1 - 0{,}4\sqrt{\frac{6M_{z,max} \cdot \gamma_{M0}}{f_{y,f} \cdot b_f^2 \cdot t_f}}, \quad (2)$$

де $f_{y,f}$ ($R_{y,f}$) – розрахунковий опір сталі полиці, *кН/см*^{2};

b_f, t_f – ширина і товщина полиці двотавра, *см*;

γ_{M0} – коефіцієнт врахування локальних напружень ($\gamma_{M0} = 1$ [15]).

Даний фактор є невеликим і фактично його не включають ні шведські ні австрійські норми, але з теоретичної точки зору – ці згинальні моменти потрібно враховувати за умов рівноваги. Для синусоїдальної стінки цей фактор дорівнює 1. Згідно з [3] визначають фактор зменшення плоского згину χ для відповідної умовної гнучкості $\bar{\lambda}$, який знаходиться з наступного виразу:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ (за умовою що } \chi \le 1{,}0), \quad (3)$$

де $\phi = 0{,}5\left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0{,}2) + \bar{\lambda}^2\right]$ – коефіцієнт для знаходження фактора зменшення плоского згину;

$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot R_{y,r}}{N_{cr}}}$ – умовна гнучкість гофри.

Згідно європейських досліджень, а саме Eurocode 3 та методик H.Pasernak (частково ввійшли в німецькі норми [13]), перевірку міцності гофрованої стінки доцільно виконувати за приведеною нижче методикою (табл. 1).

Таблиця 1 – Перевірка міцності гофрованої стінки за дією дотичних напружень

<table>
<tr><td colspan="3">$$\tau_{xy,max} = \frac{Q_{max}}{h_w t_w k_\lambda} \le R_s \gamma_c, \quad (4)$$
де Q_{max} – максимальна поперечна сила; γ_c – коефіцієнт умов роботи; R_s=0,58R_y – розрахунковий опір сталі зсуву; k_λ – гнучкість гофрованої стінки [13].</td></tr>
<tr><td colspan="2">k_λ (EN 1993-1-5) [14]</td><td>k_λ (Pasternak H.)[7]</td></tr>
<tr><td>для локального згину</td><td>для загального згину</td><td>для загального згину</td></tr>
<tr><td>$k_{\lambda,l} = \frac{1{,}15}{0{,}5 + \overline{\lambda}_{c,l}} \le 1$, (5)</td><td>$k_\lambda = \frac{1{,}5}{0{,}5 + \overline{\lambda}^2_{c,g}} \le 1$, (6)</td><td>$k_\lambda = \frac{1}{\overline{\lambda}^{1,5}_{c,g}} \le 1$, (7)</td></tr>
<tr><td>де $\overline{\lambda}_{c,l} = \sqrt{\frac{R_s}{\tau_{c,l}}}$ – умовна гнучкість стінки при локальному згині.</td><td colspan="2">де $\overline{\lambda}_{c,g} = \sqrt{\frac{R_s}{\tau_{c,g}}}$ – умовна гнучкість стінки при загальному згині.
Якщо $0{,}5 \le \frac{\tau_{c,g}}{\tau_{c,l}} \le 2$, то $\overline{\lambda}_{c,g} = \sqrt{\frac{2 \cdot R_s}{\tau_{c,g}}}$,
$\tau_{c,g}$ – дотичні напруження при загальному згині стінки; $\tau_{c,l}$ – дотичні напруження при локальному згині стінки.</td></tr>
</table>

Висновок. Запропоновані рекомендації розрахунку балок з гофрованою стінкою на основі провідних європейських досліджень з метою імплементації в українські норми.

Література.

1. Аналіз роботи профільованої стінки складеної балки / С.Ф. Пічугін, В.П. Чичулін, К.В. Чичуліна // Зб. Наук. Пр. (галузеве машинобудування, будівництво) / ПолтНТУ – Вип.4 (39). Т 1, 2011. – С. 216 – 221.

2. Розвиток конструктивних рішень сталевих балок з гофрованою стінкою / С.Ф. Пічугін, В.П. Чичулін, К.В. Чичуліна // Збірник наукових праць. УкрНДІпроектстальконструкцій ім. В.М. Шимановського. – К: Сталь, 2013. – Вип. 12. –

С. 18–25.

3. Hoop H.G. Literature study. Master thesis: Girders with corrugated webs / H.G. Hoop. – The Netherlands: Papendrecht, 2003. – 48 p.

4. Johansson B., Maquoi R., Sedlacek G., Muller C, Beg D. Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 « Plated structural elements». 2007. – 228p.

5. Junior H. H. Estudo da flambagem lateral com torcao de vigas de aco de alma senoidal / H. H. Junior. – Belo Horizonte: Universidade federal de minas gerais, Escola de engenharia, Departamento de engenharia de estruturas, 2006. – 131 p.

6. Linder J. Beulwerte für trapezförmig profilierte Bleche unter Schubbeanspruchung / J. Linder, B. Huang // Ernst & Sohn. Stahlbau 64. – 1995. – Heft 12. – P. 370–374.

7. Pasternak H. Plate girders with corrugated webs / Hartmut Pasternak, Gabriel Kubieniec // Journal of civil engineering and management. – 2010. – No. 16(2). – P. 166–171.

8. Robra J. Untersuchung des Tragverhaltens von Rahmenecken. Träger als Wellstegträger . Eckblech als schlankes Wellblech: Diplomthema / J. Robra. – BTU Cottbus, 1997. – 105 p.

9. Sayed-Ahmed E.Y. Design aspects of steel I-girders with corrugated steel webs / E.Y. Sayed-Ahmed // Electronic Journal of Structural Engineering. – 2007. –No. 7. – P. 27–40.

10. Siokola W. Wellstegträger. Herstellung und Anwendung von Trägern mit profiliertem Steg / W. Siokola // Ernst & Sohn. Stahlbau 66. – 1997. – Heft 9. – P. 595–605.

11. Souza D.G. Estudio da flambagem local da mesa de perfis i com alma sinoidal via análise análise náo-linear pero meff / D.G. Souza. – Belo Horizonte: Universidade federal de minas gerais escola de en genharia, 2006. – 142 p.

12. Wang X. Behavior of steel members with trapezoidally corrugated webs and tubular flanges under static loading / X. Wang. – Drexel: Drexel University, 2003. – 192 p.

13. DASt Richtlinien 015, Träger mit schlanken Stege, Stahlbau-Verlag, Köln, 1990.

14. Eurocode 3 EN 1993-1-5: 2004: Design of steel Structures. Part 1.5 Plated Structural Elements.

15. Eurocode 3 EN 1993-1-1: 2004: Design of steel Structures. Part 1.1 General rules and rules for buildings.

УДК 725

к. т. н., доцент **Гетун Г. В.,**
докт. арх., професор **Товбич В. В.,**
Київський національний університет будівництва і архітектури
Михальченко С. В.,
заступник директора Науково-дослідного інституту історії
та теорії архітектури, містобудування та дизайну

ІСТОРІЯ ВИКОРИСТАННЯ БЕТОНУ В КОНСТРУКЦІЯХ ТАРАКАНІВСЬКОГО ФОРТУ, СПОРУДЖЕНОГО В XIX СТ.

У статті дається історія становлення і діяльність Тараканівського форту, збудованого в кінці XIX ст. для захисту західних кордонів Російської імперії. Проаналізовані об'ємно-планувальні та конструктивні рішення форту, наведені плани і фотографії, розкритий процес будівництва форту, його обороноздатність і використання нових матеріалів в конструкціях споруди.

The article given the history of the formation and activity of the Tarakanìvs'kogo fort, built in the late 19th century for the defense of the western borders of the Russian Empire. Analysis of the space-planning and design decisions of the Fort, the plans and photographs, the open process of construction of the Fort, its capabilities and the use of new materials in the structures of buildings.

Недалеко від села **Тараканів**, Дубненського району, Рівенської області України, серед лісу, на пагорбі, збереглися розвалини форту, який ще іноді називають **Нова Дубенська фортеця**.

Після третього поділу Польщі, наприкінці XIX ст. по лінії Збараж – Броди – Берестечко – Сокаль пройшов кордон між Російською та Габсбурською (з 1804 р. Австрійською) імперіями. Для оборони своїх західних кордонів царський уряд приймає рішення про будівництво системи оборонних укріплень. Біля містечка Дубно для захисту залізничної лінії Львів – Київ будується Дубенський форт, що став відоміший у наш час під назвою **Тараканівський форт**. Роботи з нарощування пагорба Нової Дубенської фортеці почалися в 60-х роках XIX століття. Головним ідеологом будівництва низки укріплених районів став герой оборони Севастополя, військовий інженер-фортифікатор генерал-ад'ютант Едуард Тотлебен. У 1870…1880-х роках форт досить інтенсивно будували. Окрім каменю та цегли, у будівництві використовували новітній на той час цемент із Здолбунівського цементного заводу, заснованого в 1870-х роках чеськими братами-підприємцями Єленкі. У цій місцевості розміщуються поклади високоякісної крейди, які разом з глиною стали основною сировиною для виготовлення цементу.

Тараканівський форт будували як самостійну бойову одиницю і він був майже на автономному забезпеченні (рис.1.) Окрім військових приміщень до

його складу входили хлібопекарня, пральня, церква, морг, телефонний зв'язок і 3 колодязі з водою: відкритий – для користування у мирний час, закритий – для охолодження керосинових двигунів електростанцій і ще один, також в безпечному приміщенні, для забезпечення водою гарнізону з насосом для накачки води в баки на 3000 відер.

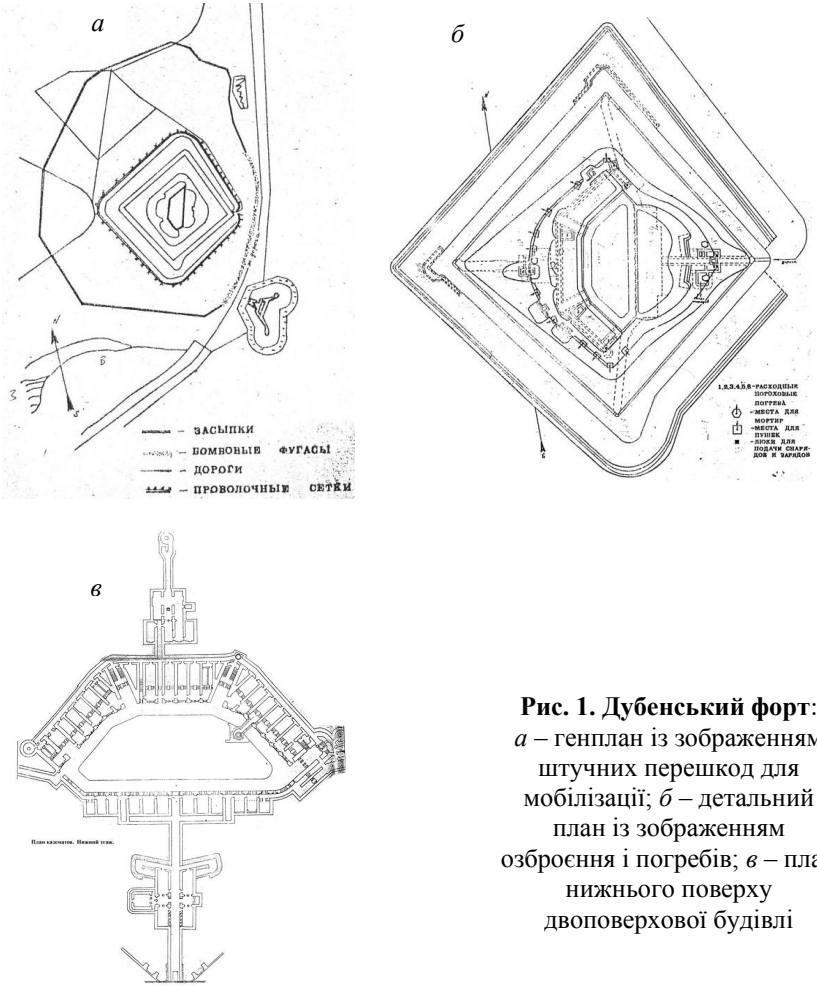


Рис. 1. Дубенський форт: *а* – генплан із зображенням штучних перешкод для мобілізації; *б* – детальний план із зображенням озброєння і погребів; *в* – план нижнього поверху двоповерхової будівлі

Тараканівський форт являє собою ромб розміром 240 х 240 м. Периметр форту складений з так званих **безпечних казематів**, які слугували ще й для підтримки **головного фортечного валу**. Саме на валу знаходилась вогнева позиція (бруствери для гармат, танкетки для стрільців, тильні траверси). Між ними знаходиться ще один вал – **ганг**, по якому переміщали гармати. З тилу

форту був захищений шлях через головний рів, куди в разі необхідності висувався зі спеціальних казематів **металевий міст** довжиною 21,6 м і шириною 2,7 м, споруджений у 1893 р. Головний сухий **рів**, шириною до 13 м і висотою до 6 м, посилювали ескарпова та контрескарпова стіни з цегляної кладки на цементному розчині. На стіні (із заходу, півночі й півдня) були розміщені бойові бетонні каземати-кофри. Від земляних валів до центру форту з півночі, півдня, сходу й заходу ведуть широкі пандусні коридори, в яких була безліч пасток та маса відгалужень. Ці коридори з цегляними стінами товщиною до 2,5 м, склепінчастими покриттями і бетонними підлогами закривалися потужними металевими воротами (збереглися металеві коробки і крюки кріплення воріт). Периметр форту складений зі 105 так званих «безпечних казематів» і, щоб до них потрапити, треба було подолати подвійну лінію оборонних рубежів. Більшість безпечних казематів мають плоскі залізобетонні перекриття з жорсткою арматурою із залізничних чавунних рейок. Сам форт частково знаходиться всередині валів, частково під землею, а артилерія – зверху на валах. Розміщені в декількох рівнях у середині валів «безпечні каземати» допомагали підтримувати головний фортечний вал. Вважається, що в форту було 2 наземних поверхи та 3 підземних. Ядро форту складалося з величезної двоповерхової будівлі трапецевидної форми в плані (рис. 1, *в*). В ній розміщувалися житлові, складські та господарські приміщення для артилерійської роти, штаб коменданта форту, церква тощо. Приміщення форту мали вентиляцію, каналізацію та опалювалися. В 1899 р. було підведене електричне освітлення, а трохи пізніше телефонна лінія. На кінець XIX ст. Тараканівський форт являв собою чудо інженерної думки та зразок конспірації і був справжньою перлиною фортифікаційного мистецтва. З висоти пташиного польоту оборонна споруда нагадує кратер вулкану у формі трапеції, який заглиблений у землю. Для маскування стін оборонної споруди сюди завезли екзотичні для данної місцевості рослини «борщовику» з токсичним отруйним соком, листя якого нагадує лопухи, а стовбури досягають висоти 1,5…2,0 м з білими квітками зонтичної форми.

Форт мав численний гарнізон, у казематах форту могло розміщуватися 800 осіб, і був добре озброєний далекобійними гарматами великого калібру. Але, коли форт вже був повністю збудований виявилось, що його може обстрілювати артилерія з-за сусіднього пагорбу і навіть не буде видно звідки стріляють. До 1900 року в Тараканівському форті розміщувалися різні військові склади, пізніше гауптвахта і тюрма.

Військові випробування для форту припадають на роки Першої світової війни. На початку війни у 1915 році частини південно-західного російського фронту відійшли з форту без бою, його зайняли австрійці. Під час Брусилівського прориву, влітку 1916 року, російські частини вибили з цих укріплень частини 4-ої австрійської армії. В цих боях загинуло 200 австрійських солдатів, які поховані біля форту. Форт був обстріляний з повітря і чатково зруйнований авіаційними австрійськими бомбами. Стало зрозумілим, що такі форти «закритого типу» морально застаріли. У 1920 році, під час

Польсько-радянської війни, війська Будьоного не змогли вибити поляків з форту. Під час громадянської та Другої світової воєн війська обходили форт, не бажаючи витрачати сили і час.

В 1942…1943 роках в приміщеннях форту німці обладналм таємну лабораторію для виготовлення новітнього озброєння. В 1946…1960 рр. тут хазяйнували війська НКВД, які забетонували входи до нижнього підземного ярусу і вентиляційні шахти. У 1960-х роках Міністерство торгівлі УРСР вирішило влаштувати на території форту склад для зберігання консервної продукції. Для цього були розчищені каземати, виготовлені та встановлені стелажі, відновлені металеві двері, проведене електричне освітлення. Але із-за надмірної вологості продукти тут зберігатися не могли.

У 1983 році спеціалістами «Укрпроектреставрації» були проведені роботи оцінки технічного стану форту з метою проведення робіт по його реконструкції та визнанням пам'ятником фортифікаційного мистецтва. Спеціалісти у своєму звіті зазначили: «Загальний технічний стан збереження стін можна вважати задовільним. Необхідні незначні консерваційні роботи. Зважаючи на те, що форт відвідується неорганізованими групами туристів, з метою запобігання нещасних випадків, необхідно терміново закрити коридори і, по можливості, ліквідувати аварійний стан перекриттів. Під корпусом знаходяться глибокі колодязі діаметром до двох метрів, два з яких засипані битою цеглою. Єдиний збережений, глибиною до 20 м, з'єднаний підземною галереєю з західними казематами… Водовідвід здійснюється через лотки у товщі стін, які не забезпечують повного водовідводу, що призводить до повного руйнування споруди. Приміщення замокають і поступово руйнуються…».

Тараканівський форт набагато більше постраждав від часу, ніж від бойових дій. Справа в тому, що в його стінах були влаштовані водостоки і звісно, що коли форт покинули вони позабивалися і вода почала їх руйнувати. Незважаючи на те, що Тараканівський форт закинутий і недоглянутий, він вражає уяву – це абсолютно цілісна бойова одиниця разом з усіма його ровами, валами, будівлями та підземеллями (рис. 2). Довгі коридори зі склепінчастими перекриттями ведуть за собою, стіни дивляться темними очницями вузьких бійниць, запрошують тамбури на входах та виходах, нескінченні коридори постійно переходять з рівня на рівень, де не де завершуються тупиками, трапляються шахти від ліфтів для подачі набоїв для артилерії, кругові кімнати і ще багато різних речей про призначення яких ми можемо лише здогадуватись. По форту можна ходити годинами, хоча заблукати там важко. Його структура читається досить легко, але занадто розгалужена мережа коридорів і тунелів не дає можливості швидко зорієнтуватися де саме ти знаходишся. В принципі ходити по форту треба обережно, так як він знаходиться в аварійному стані (про це попереджує багато позначок фарбою на стінах), але періодично за ним наглядають пожежники і занадто небезпечні речі вони руйнують самі. В більшості приміщень форту сухо і чисто, але є досить вологі, в яких можна навіть фотографувати водяну пару.

Рис. 2. Сучасний вигляд Тараканівського форту: *а* – центральний вхід до казематів; *б* – вулиця між казематами і двоповерховою будівлею трапецеподібної форми; *в* – центральна амортизаційна колона в круглому приміщенні, на який планувалось встановити артилерійські гармати, що обертаються; *г* – армування залізничними чавунними рейками плоского перекриття каземату

Як не прикро про це казати, але Тараканівський форт нікому не потрібен і продовжує руйнуватись. В Україні досить багато середньовічних фортець, які вражають своєю неприступністю і багато з них виглядають просто чудово, але щодо періоду XVIII–XIX ст., то тут нам нема чим похвалитись. Для відновлення Тараканівського форту потрібні великі кошти і сподіваюсь, що бажаючі його відновити з'являться раніше, ніж він остаточно зруйнується. Хочеться вірити, що наші діти зможуть не лише вивчати історію за підручниками, але й побачити на власні очі, що таке фортеця XIX ст.

Література

1. *Петро Савчук*. Дубенський форт. – Видавн. «Ліста», м. Рівне, 2001 р., 287 с.

УДК 699.841

Хохлін Д.О.,
Київський національний університет будівництва та архітектури

РОЗРАХУНОК КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ БУДІВЕЛЬ НА ОСНОВІ МЕТОДУ СПЕКТРУ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ

В статті розглянуті основні положення, припущення та засади розробленої автором деталізованої методики нелінійних статичних розрахунків конструктивних систем на дію сейсміки та значних нерівномірних деформацій на основі методу спектру несучої здатності.

The main propositions, assumptions and grounds of developed by author itemized procedure of nonlinear static analysis of construction systems by influence of seismic loads and base substantial differential settlements based on capacity spectrum method are considered in the article.

Територія України характеризується широким розповсюдженням складних і особливих інженерно-геологічних умов, зокрема, сейсмічної небезпеки, просідаючих грунтів, карстів, підроблювання, зсувонебезпеки тощо. Отже актуальними є питання розрахунку та захисту будівель і споруд в таких умовах.

Знаходячись під дією наведених вище впливів конструктивні системи будівель отримують підвищений розвиток нелінійних деформацій та місцевих пошкоджень, певний рівень яких може допускатися правилами ефективного з техніко-економічних міркувань захисту. Отже для підвищення якості та адекватності розрахунків необхідним є розвиток та впровадження в практику нелінійних методів розрахунку. Важливим чинником такого впровадження повинна бути прийнятна трудомісткість і складність таких розрахунків. Такими перевагами, а також універсальністю підходів та доброю наочністю характеризується статичний нелінійний розрахунок методом спектру несучої здатності. Враховуючи його першочергове пристосування до розрахунків на сейсмічні навантаження, а також новизну для України, наслідком є відсутність розгляду можливості застосування методу для розрахунку на інші особливі впливи, а також недостатня деталізація, з точки зору автора, для сейсмічного розрахунку.

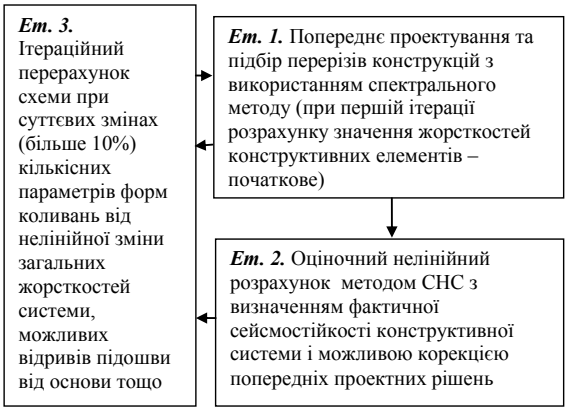
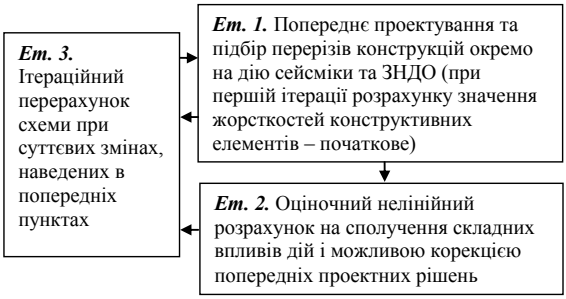
Основні положення сейсмічного розрахунку методом спектру несучої здатності представлені у новій редакції ДБН «Будівництво у сейсмічних районах України» [1]. Вони розроблені на основі різних закордонних джерел [2-4 та ін.], в першу чергу Eurocode 8 [5], та узагальнено розглянуті у [6]. Але недостатня деталізація, а також пропозиція автора до застосування методу для розрахунку також й на дію значних нерівномірних деформацій основи (ЗНДО), стали поштовхом до розробки, обґрунтування та вдосконалення відповідної методики розрахунків. Перші кроки автора в даному напрямі наведені в роботі [7] та на даний момент отримали подальший розвиток.

Метою статті є висвітлення основних положень, припущень та засад розробленої автором деталізованої методики нелінійних статичних розрахунків конструктивних систем на дію сейсміки та значних нерівномірних деформацій на основі методу спектру несучої здатності.

Сфера використання пропонованої автором методики – це проектування нових та реконструкції існуючих будівель класу відповідальності СС-2 та СС-3, перевірка загальної міцності та стійкості конструктивної системи існуючих будівель в умовах 6 та більше балів сейсмонебезпеки, а також наявності чинників ЗНДО. Для розрахунку на сейсмічні впливи будівель з кількістю поверхів більше 12 рекомендують використання прямого динамічного методу та просторових динамічних моделей з врахуванням нелінійності та грунтової основи у вигляді масиву скінчених елементів (СЕ). В таблиці 1 наведені пропоновані загальні схеми розрахунку в різних варіантах сполучення складних впливів, що розглядаються. Перевірочні розрахунки конструктивних систем існуючих будівель виконують аналогічно без використання першого етапу в схемах, адже вхідними даними є вже наявні фактичні характеристики системи.

Таблиця 1

Загальні схеми розрахунку в різних варіантах сполучення складних впливів

Тип розрахунку	Схема	Примітки
На сейсміку		Статичні навантаження для розрахунку – згідно ДБН. Фізико-механічні (ФМХ) характеристики матеріалів – з граничними значеннями.
На ЗНДО		Статичні навантаження – згідно ДБН В.2.1-10 «Основи та фундаменти споруд», ДБН В.1.1-5 «Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих грунтах» та ін. спеціалізов. норм. ФМХ матеріалів – з граничними значеннями.
Можливе суміщення сейсміки та ЗНДО		Статичні навантаження – згідно ДБН. ФМХ матеріалів – з граничними значеннями; для нелінійного розрахунку на сполучення складних впливів – з характеристичним и значеннями.

Слід відмітити, що загальні графіки аналогічні спектру несучої здатності при сейсмічних впливах можуть бути побудовані й при розвитку ЗНДО.

Наведемо основні припущення та засади пропонованої методики розрахунків:

- в цілому розрахунок за методом спектру несучої здатності (СНС) передбачає врахування нелінійності роботи конструктивної системи будівлі, але на початку для визначення розподілу горизонтальних сейсмічних навантажень (форм коливань) необхідно використати лінійний спектральний метод розрахунку;
- для сейсмічного розрахунку слід врахувати підвищену динамічну жорсткість основи через відповідні коефіцієнти жорсткості або шляхом створення масиву скінчених елементів основи грунту в межах стискаємої товщі по вертикалі та горизонталі з власною вагою (при цьому також враховується інерція основи);
- за наявності деформованої схеми будівлі форми коливань слід визначати з врахуванням відповідних змін лінійних жорсткостей поверхів та, за необхідності, положення конструкцій у просторі.

Наведемо деякі додаткові припущення та засади для розрахунку при врахуванні сумісної дії сейсміки та ЗНДО:

- враховується постдія («законсервований» напружено-деформований стан (НДС) – попереднє напруження) ЗНДО, яка є по суті постійним навантаженням, та складається зі складного НДС конструктивної системи та отриманих деформацій і пошкоджень;
- враховуючи аварійний характер поєднання впливів та відповідний значний ступінь сумарних напружень і деформацій в конструктивній системі, метою розрахунку є недопущення загального руйнування системи або її значної частини (за принципом недопущення прогресуючого руйнування). Отже, передбачається використання характеристичних значень фізико-механічних характеристик матеріалів несучих конструкцій, що допускається нормами

проектування будівельних конструкцій (наприклад, ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції» [8], ДБН В.2.2-24:2009 «Проектування висотних житлових і громадських будинків» [9]);

- врахування нелінійності роботи конструктивної системи. Повзучість матеріалів не враховують крім випадків її суттєвого впливу на зміну розрахункової схеми конструктивної системи (впливи 2-го порядку) або може бути врахована непрямо шляхом відповідного збільшення отриманих без неї деформацій для оцінки фактичних значень переміщень системи. Береться до уваги наступні фактори [8,10Мет та ін.]: повзучість чинить незначний вплив на руйнування структури матеріалу та відповідне поглинання енергії; при роботі конструктивної системи на піддатливій основі, як правило, спостерігається взаємна компенсація зусиль, тобто їх збільшення від розвитку повзучості в грунтах при ЗНДО компенсується зниженням при розвитку деформацій повзучості в матеріалах конструктивної системи; неврахування повзучості в матеріалах конструкцій, як правило, є «в запас» міцності, адже при цьому не враховується відповідний перерозподіл і зниження зусиль, крім цього враховується несприятливий варіант розвитку ЗНДО, який передбачає їх високу швидкість та незначний розвиток деформацій повзучості; чинні норми з розрахунку конструкцій передбачають врахування повзучості тільки, як правило, за II групою граничних станів; неврахування повзучості при сейсмічних розрахунках (в розповсюджених програмних комплексах не має можливості замінити СЕ зі збереженням в них передісторії по напруженнях-деформаціях).

На основі викладеного вище можна зробити наступні висновки. Застосування нелінійного статичного розрахунку методом спектру несучої здатності для оцінки впливу сейсмічних навантажень на конструктивну систему є універсальним і зручним та може бути розповсюджено на розрахунки впливу значних нерівномірних деформацій основи різної природи. При цьому необхідними є розробка, обгрунтування та розвиток деталізованих методик

такого розрахунку на вплив сейсміки та(або) ЗНДО. Автором запропоновані відповідні деталізовані методики, основні положення, припущення та засади якої розглянуті у даній статті.

Література

1. Будівництво у сейсмічних районах України: ДБН В.1.1-12:2014. – Офіц. вид. – [На заміну ДБН В.1.1-12:2006; Чинні від 2014-10-01]. – К.: Укрархбудінформ: Мінрегіон України, 2014. – 110 с.

2. ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings – Volume 1 and 2 Applied Technology Council. Report No. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, CA. – November 1996.

3. Chopra A. K. Capacity-demand diagram methods based on inelastic design spectrum. / Chopra A. K., Goel R. K. – 12WCEE-2000/1612. – P. 1-8.

4. Paulay T. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings / T. Paulay, M. J. N. Priestley. – A Wiley Interscience Publication, New York. – 1992. – 744 p.

5. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance.

6. Проектирование зданий с заданным уровнем обеспечения сейсмостойкости : монография / Ю.И. Немчинов, Н.Г. Марьенков, А.К. Хавкин, К.Н. Бабик. – К.: Гудименко С.В., 2012. – 384 с.

7. Хохлін Д.О. Розрахунок будівель на сейсмічні навантаження з врахуванням значних нерівномірних деформацій основи / Д.О. Хохлін // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: НУВГП, 2015. – Вип. 31. – С. 524-530.

8. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. – Офіц. вид. – [На заміну СНиП 2.03.01-84*; Чинні від 2011-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.

9. Проектування висотних житлових і громадських будинків: ДБН В.2.2-24:2009. - Офіц. вид. – [Введено вперше; Чинні від 2009-09-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 103 с.

10. Метелюк Н.С. Совершенствование расчета сооружений, возводимых в сложных грунтовых условиях / Метелюк Н.С. – К.: Будівельник, 1980. – 144 с.

УДК 624.012.26

Козак О.В., к.т.н., доц. **Журавський О.Д.,**
Київський національний університет будівництва і архітектури

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРИОПОРНИХ ДІЛЯНОК МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З КРИВОЛІНІЙНОЮ ПОПЕРЕДНЬО-НАПРУЖЕНОЮ АРМАТУРОЮ

Наведені результати експериментально-теоретичних досліджень міцності похилих перерізів монолітних нерозрізних балок з напружуваною (без зчеплення з бетоном) криволінійною арматурою з натягом на бетон.
Ключові слова: міцність, похилі перерізи, пост-напруження, без зчеплення.

The experimental and theoretical results of shear resistance of monolithic continuous beams with curvilinear post-tension reinforcement (without adhesion to concrete).
Key words: strength, shear, post-tensioning, without adhesion.

Стан питання та мета досліджень. На сьогоднішній день напружено-деформований стан похилих перерізів з напруженням на бетон залишається мало вивченим. Підтвердження цього є відсутність єдиної методики розрахунку, яка б враховувала всі фактори, що впливають на роботу перерізів залізобетонних елементів при одночасній дії згинального моменту, поперечної та поздовжньої сили.

Найбільш невивченим фактором являється напружена арматура (як з так і без зчеплення з бетоном), вплив якої на міцність похилих перерізів в різних нормативних документах трактується по різному.

Попереднє напруження на збірний чи монолітний (затверділий) бетон може здійснюватися як зі зчепленням напружуваної арматури з бетоном, так і без нього. Відмінність технології постнапруження від широко відомого попереднього напруження (здійснюваного в умовах заводу ЗБВ), полягає в тому, що напружувана арматура натягується після бетонування і набору бетоном достатньої передаточної міцності (приблизно 70-80% марочної міцності). Для забезпечення можливість натягу арматури, після твердіння бетону, вона повинна мати можливість вільного переміщення в бетоні. Для

цього напружувана арматура поміщується в канали (із металевих або пластикових труб). Передача зусиль на бетон здійснюється за допомогою встановлених на кінцях елементів анкерних пристроїв. Як правило, для попереднього напруження використовуються арматурні канати, що влаштовуються в конструкціях відповідно до форми епюри згинальних моментів (лінією головних розтягуючих зусиль). При натягу канатів виникають напруження обтиску бетону (від сили натягу P, рис. 1) та розвантажувальне зусилля у вигляді реактивного тиску q_{p1} і q_{p2}, який міняє свій напрямок на довжині між опорами в нерозрізних конструкціях (рис.1).

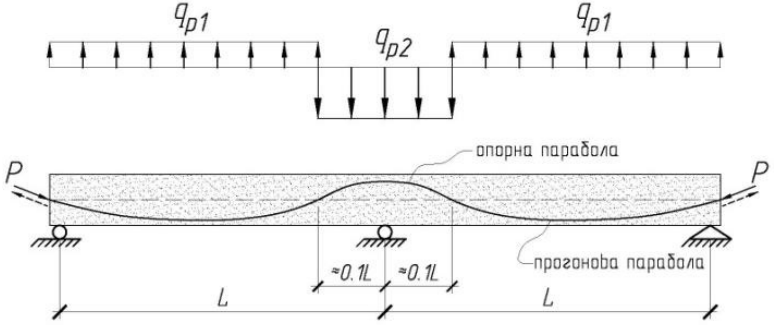


Рис. 1. Вплив криволінійної напружуваної арматури на нерозрізні конструкції

Напруження арматури без зчеплення з бетоном широко впроваджується в Європі та США при зведенні монолітних перекриттів цивільних та житлових будинків, паркінгів, складів та ін. Використання криволінійного армування забезпечує підвищену стійкість на зріз, продавлювання та кручення, а також, завдяки розвантажувальному ефекту (реактивному тиску), що спричиняє зменшення прогинів і розкриття (або й взагалі уникнення) тріщин.

Як було зазначено раніше, вплив попереднього напруження на несучу здатність похилих перерізів відповідно діючим нормативним документам різних країн враховується по-різному. Так відповідно українськими нормативним документам ДБН В.2.6-98:2009[1] та ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [2] (узгоджених з міжнародними європейськими нормами EROCODE-2 [3]),при

визначені опору зсуву бетону $V_{Rd.c}$ (1), враховується складова середнього напруження (σ_{cp}=P/A)від обтиску бетонного перерізу силою натягу арматури P.

$$V_{Rd.c} = \left[C_{Rd.c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \quad (1)$$

Американські нормативи (ACI 318-95 [4]) попереднє напруження враховують емпіричними коефіцієнтами при визначені величини міцності бетону (2).

$$\nu_c = 0.16\sqrt{f_c^{'}} + 17.2\rho_w \frac{V_u d}{M_u} < 0.29\sqrt{f_c^{'}} \quad (2)$$

Відповідно російським нормативним документам (СП52-101-2003 [5]), ефект попереднього напруження, при визначені несучої здатності бетону по похилому перерізі, не враховується (3).

$$0.5 R_{bt} b h_0 \le Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c} \le 2.5 R_{bt} b h_0 \quad (3)$$

Слід звернути увагу, що ні одні із вище зазначених документів [1…5] не розглядають вплив натягу криволінійної арматури та розвантажувального зусилля (реактивного тиску q_p) при розрахунку міцності залізобетонних елементів за поперечною силою.

Перераховані обставини викликали необхідність провести експериментальні дослідження напружено-деформованого стану вузлів нерозрізних балок та монолітних рам із криволінійною арматурою натягнутою на бетон.

Основна мета експерименту – вивчення впливу реактивного тиску, сили натягу та кута нахилу напруженої арматури без зчеплення з бетоном на міцність і тріщиностійкість похилих перерізів залізобетонних елементів.

Експериментальні зразки та програма досліджень. Для проведення експерименту було виготовлено три серії зразків монолітних залізобетонних проміжних вузлів (по дві штуки в кожній серії). Геометричні параметри зразків із розміщенням напруженої арматури зображені на рис.2.

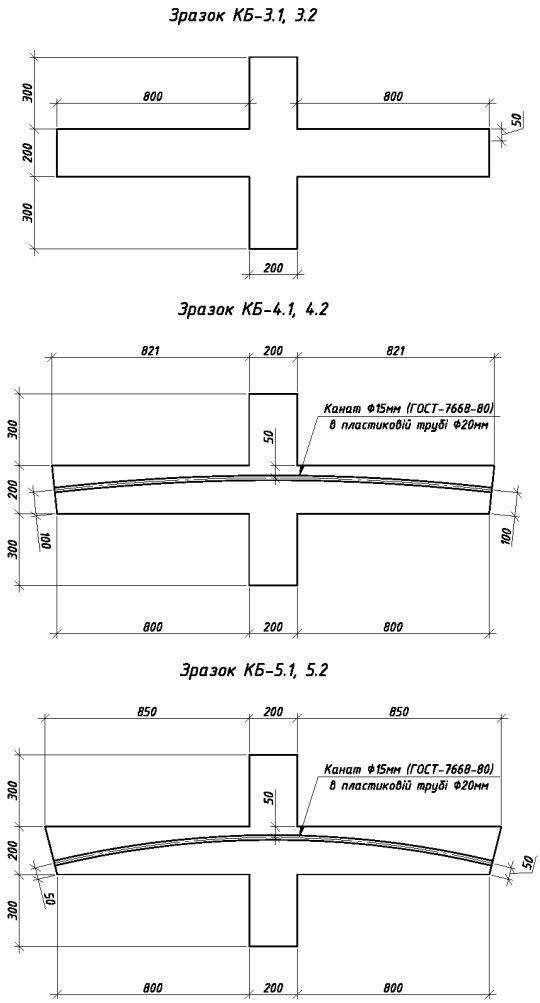


Рис. 2. Геометричні параметри (із розміщенням напруженої арматури) дослідних зразків

Армування всіх серій зразків ненапруженою та поперечною арматурою – ідентичне (рис. 3). Просторові каркаси утворені двома горизонтальними та двома вертикальними плоскими каркасами. Всі каркаси – зварні, виготовлені в заводських умовах. В якості напружуваної криволінійної арматури використовувалися канати Ø15 мм виготовлені за ГОСТ 7668-80. Канат

поміщався в пластикову трубу Ø20 мм, що влаштовувалася до бетонування. Зразках різних серій відрізнялися між собою кутом нахилу канатів.

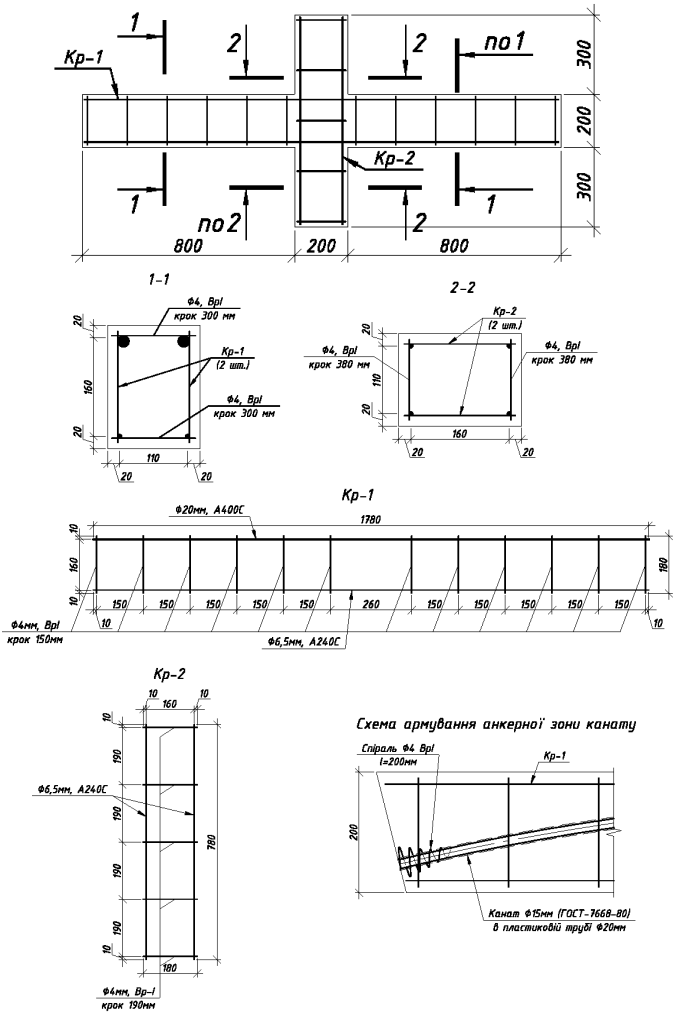


Рис. 3. Схема армування зразків не напружуваною та поперечною арматурою

Всі серії експериментальних зразків виготовлялися в заводських умовах із важкого бетону класу С25/30. Поздовжня верхня (робоча) арматура каркасів -

Ø20 мм (А400С), конструктивна (нижня) - Ø6 мм (А240С), поперечна арматура - Ø4 мм (Вр-І) з кроком 150 мм.

Експериментальні досліди залізобетонних зразків проходили в два етапи:

1. натяг криволінійної арматури до розрахункового зусилля, що становило 63.765 кН (крім серії зразків КБ-3);

2. завантаження зразків поетапним завантаженням до їх руйнування по похилим перерізам.

Під час проведення експериментів вимірювалися деформації і напруження в стиснутій та розтягнутій зонах, прогини, а також зусилля в напружуваній арматурі. Схема розміщення вимірюваного обладнання зображена на рис. 4.

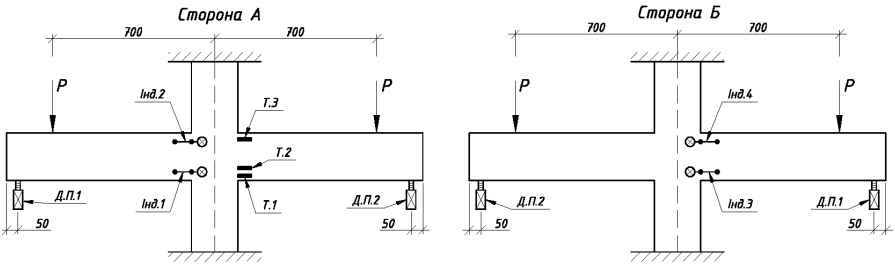


Рис.4. Схема розміщення вимірюваного обладнання (Інд.1…4 – індикатори годинникового типу зі шкалою поділки 0,001 мм, встановлені на базі 50 мм; Т1…Т3 – тензорезистори з базою 50 мм; Д.П.1, 2 – датчики переміщень)

Навантаження на зразки прикладалось симетрично, з обох боків на відстані 700 мм від осі симетрії зразка (рис.4, 5). Величина ступенів завантаження складала - 3.924 кН (400 кг). На кожній ступені фіксувалися показники приладів та розвиток тріщин.

Зусилля натягу канату в усіх серіях зразків (окрім КБ-3) становило - 63.765 кН (6.5 т). Натяг забезпечувався гідравлічним домкратом та під час випробування постійно ним підтримувався.

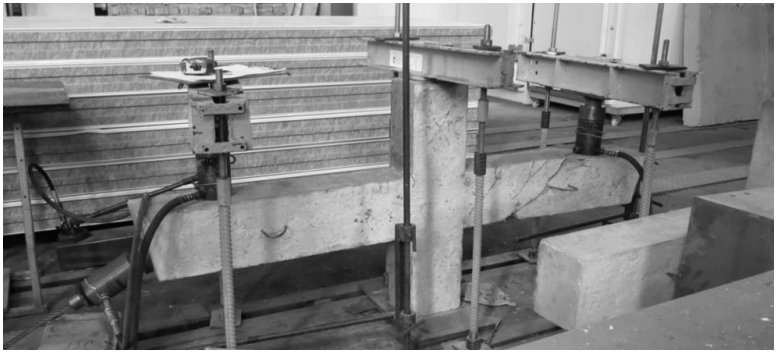


Рис.5. Загальний вигляд випробувальної установки

Випробовування всіх зразків відбувалася до їх руйнування за поперечною силою. Слід зауважити, що поява перших похилих тріщин та руйнування зразків різних серій відбувалося на різних ступенях навантаження. Характер руйнування зразків (по серіям) та значення максимальної поперечної сили при руйнування зображені на рис. 6.

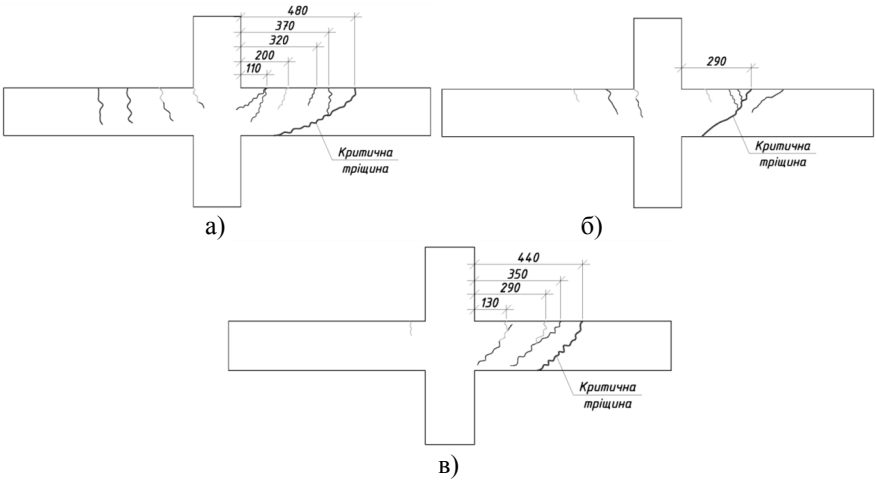


Рис. 6. Схема руйнування експериментальних зразків

При випробуванні зразків серії КБ-3, на 7-ій ступені навантаження (2,8 т на кожному домкраті) спостерігалась поява перших похилих тріщин (поз. 1, рис. 6а), що з кожною ступеню росли та розширялися, в результаті чого при

навантажені 5,6 т (на кожному домкраті) відбулося руйнування зразка по критичній похилій тріщині (рис. 6а), проекція якої на горизонтальну вісь зразка становить – 480 мм (близько 2,5d).

Під час досліджень зразків серії КБ-4, в порівнянні із зразками серії КБ-3, спостерігалася дещо інша ситуація: поява першої похилої тріщини відбулася на 15-ій ступені навантаження (6,0 т на кожному домкраті), а уже на наступній ступені (6,4 т) відбулося руйнування зразка по цій же тріщині. Проекція критичної тріщини на горизонтальну вісь зразка становить – 290 мм (близько 1,5d, рис.6б).

Однак найбільш цікава картина спостерігалася при випробуванні зразків серії КБ-5. Поява першої похилої тріщини відбулося на 11-ій ступені навантаження (проекцією на горизонтальну вісь – 130 мм, рис. 6в), що продовжувала свій розвиток до 16-ї ступені. При навантаженні 6,8 т (на кожному домкраті) відбулася поява 2-х інших похилих тріщин (проекціями на горизонтальну вісь 350 мм та 440 мм), які розвивалися на подальших ступенях навантажень. Руйнування зразка відбулося при навантаженні в 7,6 т по крайній похилі тріщині із проекцією (на горизонтальну вісь зразка) 440 мм (близько 2,5d, рис. 6в).

Слід зауважити, що несуча здатність зразків різних серій значно відрізняється одна від одної в залежності від наявності криволінійної попередньо напруженою арматури та кута її нахилу. Також спостерігається відмінність в тріщино утворені: поява тріщин в зразках із попереднім напруженням відбувалася на пізніших стадіях в порівнянні із зразками серії КБ-3.

Для порівняльного аналізу деформацій в стиснутій та розтягнутій зонах бетону зразків, побудовані графіки залежності середніх деформацій бетону від навантаження (рис.7 та рис. 8).

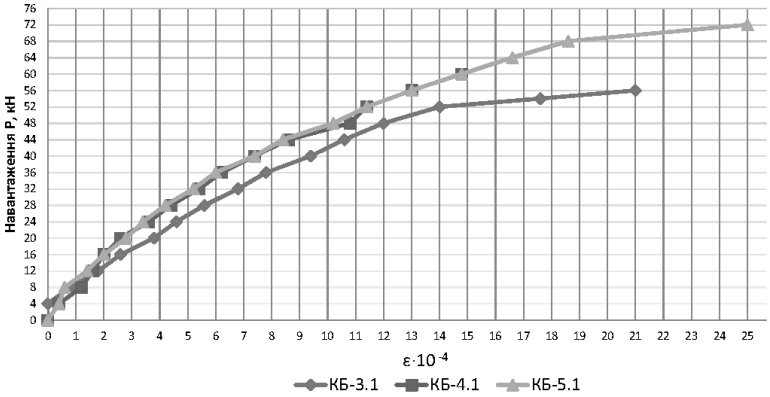


Рис. 7. Графік залежності середніх деформацій бетону в стиснутій зоні від навантажень

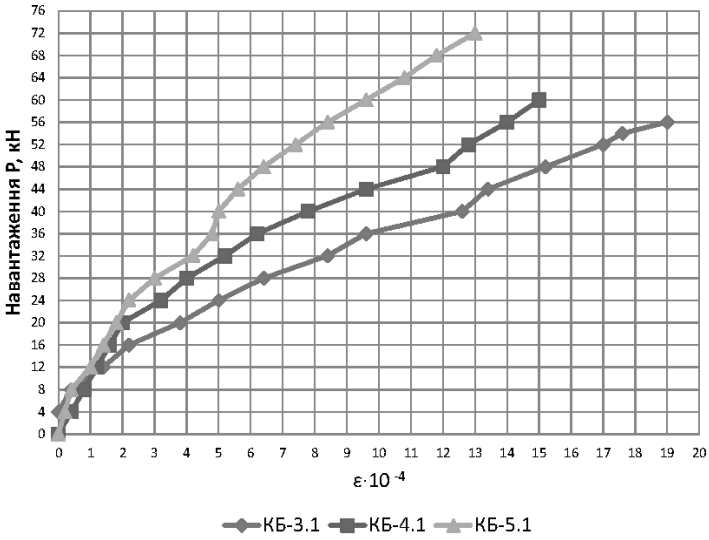


Рис. 8. Графік залежності середніх деформацій бетону в розтягнутій зоні від навантажень

Для порівняння експериментальних отриманих даних несучої здатності похилих перерізів дослідних зразків із теоретичними, виконано їх перевірний розрахунок відповідно діючим національним нормативам [1, 2]. Порівняння експериментальної та теоретичної несучої здатності приведено в таблиці 1.

Таблиця 1

Порівняння експериментальної та теоретичної несучої здатності дослідних зразків за поперечною силою

Серія	Несуча здатність за поперечною силою зразків за [1, 2]		Експериментальна несуча здатність (руйнівна сила) $V_{Ed.}$, кН
	Несуча здатність бетону, $V_{Rd.c}$, кН	Несуча здатність поперечної арматури, $V_{Rd.w}$, кН	
КБ-3	23.968	9.866	54.936
КБ-4	33.534	9.866	63.765
КБ-5	33.453	9.866	74.556

Висновки. Результати експериментальних дослідження вузлів монолітних нерозрізних балок (рам) підтвердили наявність впливу попереднього напруження (з натягом на бетон і без зчеплення з бетоном) на міцність похилих перерізів та тріщиностійкість залізобетонних елементів, а також відобразили їх залежність (несучої здатності за поперечною силою та тріщиностійкості) від кута нахилу криволінійної напружуваної арматури на бетон (без зчеплення з бетоном).

Необхідність детального вивчення та вдосконалення методики розрахунку міцності похилих перерізів підтвердили результати експериментальних досліджень, які значно відрізняються від теоретичних, обчислених відповідно діючим нормам нашої держави.

Література

1. ДБН В.2.6.-98:2009. Конструкції будівель та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.
2. ДСТУ Б В.2.6.-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. МІНРЕГІОНБУД УКРАЇНИ. К:2011 р.
3. EN 1992-1-1-2004: Eurocode 2: Design of concrete structures.-Part 1-1: General rules and rules for buildings.
4. ACI 318-95 Building Code Requirements for Structural Concrete.
5. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения. М.2003.
6. Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморкалов Д.В.. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поз-довжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009: Навчальний посібник.-К:КНУБА, 2012.-62с.

УДК 624.012.035

к.т.н., доцент **Мазурак А. В.,**
асистент **Ковалик І. В.,**
ст. викл. **Михайлечко В. О.,**
Львівський національний аграрний університет, Дубляни

ОЦІНКА НЕСУЧОЇ ЗДАТНІСТІ ПОХИЛИХ ДО ПОЗДОВЖНЬОЇ ОСІ ПЕРЕРІЗІВ ПІДСИЛЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

В статті розглянуто теоретико-експериментальні дослідження несучої здатності похилих до поздовжньої осі підсилених залізобетонних елементів.
Ключові слова: несуча здатність, елементи похилі до поздовжньої осі, підсилена залізобетонна балка.

In the article the theoretical and experimental study of bearing capacity inclined to the longitudinal axis reinforced concrete elements.
Keywords: bearing capacity, elements inclined to the longitudinal axis, reinforced concrete beam.

Постановка проблеми. Сучасне будівництво вимагає ефективного будівельного виробництва, підвищення якості проектних рішень, раціонального використання нових конструкцій і матеріалів типових уніфікованих рішень, обгрунтованих відповідним експериментом. Проблема досліджень залізобетонних елементів похилих до поздовжньої осі розглядалась багаторазово з висуванням великої кількості пропозицій щодо розрахунку, які відрізняються і окремими положеннями проектування і принципово різними підходами. Це призводить до використання недосконалих власних чи класичних методів розрахунку, що в одних випадках спричинює перевитрату матеріалів і ускладнення армування, а в інших – незабезпечує надійність проектованих конструкцій.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Під час досліджень залізобетонних елементів похилих до поздовжньої осі було висунуто велику кількість пропозицій щодо розрахунку, які відрізняються не лише окремими положеннями і кількісними співвідношеннями, а й принциповим підходом. В зв'язку з цим на наших теренах пройшла адаптацію не одна принципова схема

розрахунку залізобетонних конструкцій, яка дала результати, що відрізняються між собою.

Аналізуючи розвиток теорій роботу залізобетонних елементів похилих до поздовжньої осі, можна виокремити основні напрями, де: використовувалася формула Журавського та розрахунок проводився із використанням основ опору матеріалів.

Фермова аналогія Е. Мерша, котра передбачає повне сприйняття арматурою розтягуючих, а бетоном стискаючих зусиль. У розрахунках залізобетонні балки розглядалися як ферми. Вони розділялися на два пояси – стиснутий і розтягнутий.

Підходи Ф. Леонгардта представлені механізмами дії внутрішніх зусиль у балці після утворення тріщин повинен визначатися не тільки умовами рівноваги, а й деформативністю матеріалів.

М. Боришанський і О. Гвоздєв запропонували дві схеми руйнування похилого перерізу, в яких дія згинального моменту M і поперечної сили V розглядалися окремо. Руйнування відбувається, коли несуча здатність бетону та всієї арматури, котра перетинає тріщину, вичерпана. На основі даних пропозицій розрахунок похилих перерізів був включений у нормативні документи СНиП 2.03.01-84*.

О.С. Залесов і Ю.А. Климов запропонували розглядати розподіл деформацій залізобетонного елемента похилого до поздовжньої осі, як дисково- зв'язкову систему із жорстких бетонних дисків (блоків), з'єднаних між собою податливими зв'язками.

Великий об’єм досліджень в питанні роботи залізобетонних конструкцій похилого до поздовжньої осі, зробили такі вчені Національного університету “Львівська політехніка”, такі як: Л.О. Дорошкевич, Б.М.Ониськів, Г.М. Гладишев.

Останніми роками проблему розглядали в роботах Алієва Р.Д., Артем’єва А. Е., Ашрабова А.А., Бабича Є.М., Барашикова А.Я., Бачинського,

М.С.Боришанського, В.Я., Васильева П.І., Гвоздева О.О., Генієва Г.А., Дорофєєва В.С., Зайцева Ю.В., Залєсова О.С., Ільіна О.Ф., Карпенко М.І., Карпюка В.М., Клімова Ю.А., Митрофанова В.П., Пірадова О.Б., Пірадова К.А., Шеховцова І.В. Л.О. Дорошкевича, Б.М.Ониськіва, Г.М. Гладишева, Мазурака А.В., Боднарчука Т.Б. та ін.

Розрахунок з підсилення залізобетонних перерізів похилих до поздовжньої осі стало актуальним сьогодні, у зв'язку із введенням нових нормативних документів [5,6], тому таку проблему активно досліджує ряд науковців [1, 2, 3, 4].

Постановка мети і задач досліджень. Метою даної роботи є оцінка підсилених залізобетонних балочних елементів за несучою здатністю похилих перерізів з врахуванням способів підсилення. Завданням даної роботи є розробка методики експериментальних досліджень залізобетонних підсилених елементів а також проведення аналізу теоретико - експериментальних досліджень підсилених залізобетонних балок за різними методиками.

Методи досліджень. Проведення експериментальних досліджень по визначенню несучої здатності похилих перерізів проводили на основі 5 серій залізобетонних балок в кількості 23 штук.

Початковими етапами досліджень було визначення характеристик міцності бетону визначали випробуванням еталонних призмових і циліндричних зразків на стиск та арматурних стержнів на розтяг.

Дослідження залізобетонних балкових елементів полягав в визначенні несучої здатності похилих перерізів у непідсилених балок. Дослідні зразки піддавали впливу зосередженого навантаження, при кроці завантаження рівному 1/10 від руйнівного розрахункового навантаження із прикладанням до нього механічного навантаження гідравлічним домкратом потужністю 250 кН. Досягнення границі текучості арматури чи розкриття тріщин приймались за контрольні для всіх балкових зразків, які піддавались підсиленню відповідно по

наступних серіях. Процес дослідження балок виконували за статичною схемою – балка на двох опорах, прольотом L=2100 мм. (рис.1, 2).

Наступним етапом роботи було проведення підсилення перерізів вісімнадцяти дослідних балок.

Основним методом підсилення було нанесення підсилюючого шару бетону чи торкретбетону, який наносили на бокову поверхню основних балок (із одно, двох чи трьох сторін), в залежності від варіанту зразка, які показані на рис.3, та додатковий плоский чи П-подібний арматурний каркас.

Запропонована методика досліджень і розміщення вимірювальних приладів дозволили одержати необхідні дані для оцінки несучої здатності, балок похилих до поздовжньої осі.

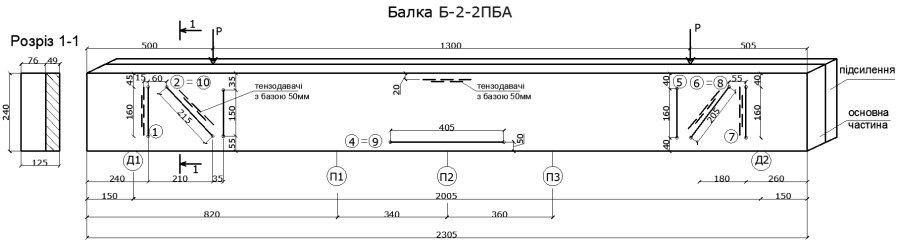


Рис.1 Схема розміщення вимірювальних приладів на дослідній балці Б-2-2ПБ$_{А,}$ де: 1…10 - мікроіндикатори годинникового типу; Д1,Д2 – кільцеві динамометри; П1,П2,П3 - прогиноміри

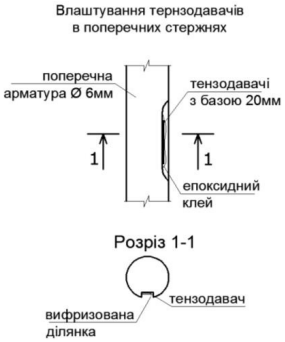


Рис.2 Влаштування тензодавачів в попередньо підготовлені отвори в поперечних стержнях

Перша серія складалася з 2 непідсилених залізобетонних зразків (Б-1-1,Б-1-2) та 2 зразків, які піддавались підсиленню(Б-1-3П, Б-1-4П) підсилені звичайним бетоном та металевими анкерами. Армування головних балок проводили плоскими арматурними каркасами з робочою повздовжньою арматурою Ø22 А400С, верхньою арматурою Ø10 А400С, та поперечною арматурою Ø6 А240С. Підсилення зразків першої серії проводили металевим каркасом з повздовжньою робочою арматурою Ø12 А400С, верхньою арматурою Ø6 А240С та поперечною арматурою Ø6 А240С. Поперечна арматура ∅6 мм класу А240С, в основних балках встановлювалася з кроком 225 мм, а в елементах підсилення встановлювалася з кроком 120 мм. Міцність бетону дослідних балок складала f_{ck} =19,08 МПа, бетон підсилення f_{ck} =17,95 МПа.

Друга серія складалася з 1 непідсиленого залізобетонного зразка (Б-2-1) та 6 зразків, які піддавались підсиленню. Із них 2 зразки (Б-2-2ПБ$_А$, Б-2-3ПБ$_А$) підсилені звичайним бетоном та металевими анкерами ($_А$ – анкери Ø 5 мм), зразки (Б-2-4ПТ$_{А,Г}$, Б-2-5ПТ$_{А,Г}$, Б-2-6ПТ$_{А,Г}$, Б-2-7ПТ$_{А,Г}$) підсилені торкретуванням із використанням адгезійного ґрунтування ($_Г$ – адгезійне ґрунтування SB – Haftemulsion) та металевих об'єднуючих анкерів. Армування головних балок проводили плоскими арматурними каркасами з робочою повздовжньою арматурою Ø16 А400С, верхньою арматурою Ø10 А400С, та поперечною арматурою Ø6 А240С. Підсилення зразків другої серії проводили металевим каркасом з повздовжньою робочою арматурою Ø12 А400С, верхньою арматурою Ø6 А240С та поперечною арматурою Ø6 А240С. Поперечна арматура ∅6 мм класу А240С, як в основних балках, так і елементах підсилення встановлювалася з кроком 120 мм. Міцність бетону дослідних балок складала f_{ck} =27,74 МПа, бетон підсилення f_{ck} =19,5 МПа та торкретбетон підсилення f_{ck} =31,00 МПа.

Третя серія зразків складалася з 1 непідсиленого залізобетонного зразка (Б-3-1) та 4 зразків, які піддавались підсиленню. Зразки (Б-3-2ПТ$_{А,Г}$, Б-3-3ПТ$_{А,Г}$, Б-

3-4ПТ$_{А,Г}$, Б-3-5ПТ$_{А,Г}$) підсилені торкретбетоном із двох сторін. В усіх випадках підсилення використано адгезійне ґрунтування Koster SB –Haftemulsion та металеві об'єднуючі анкери. Армування головних балок проводили аналогічно до зразків першої серії плоскими арматурними каркасами. Підсилення зразків третьої серії проводили металевим каркасом з повздовжньою робочою арматурою Ø12 А400С, верхньою арматурою Ø6 А240С та поперечною арматурою Ø6 А240С, по обидві сторони головної балки. Поперечна арматура ∅6 мм класу А240С, як в основних балках, так і елементах підсилення встановлювалася з кроком 120 мм. Міцність бетону дослідних балок складав f_{ck} =20,48 МПа, торкретбетон підсилення f_{ck} =19,9 МПа.

Четверта серія зразків складалася з 1 непідсиленого залізобетонного зразка (Б-4-1) та 2 зразків, які піддавались підсиленню. Із них 2 зразки (Б-4-2ПТ$_{А,Г}$, Б-4-3ПТ$_{А,Г}$) підсилені «сорочкою» методом торкретування. В усіх випадках підсилення використано адгезійне ґрунтування Koster SB –Haftemulsion та металеві об'єднуючі анкери. Армування головних балок проводили аналогічно до зразків першої та другої серії плоскими арматурними каркасами. Підсилення зразків проводили металевим каркасом з повздовжньою робочою арматурою Ø12 А400С, верхньою арматурою Ø6 А240С та поперечною арматурою Ø6 А240С каркасами виготовлених в П-подібному вигляді для підсилення «сорочкою», схема армування показана на рис. 1в. Поперечна арматура ∅6 мм класу А240С, як в основних балках, так і елементах підсилення встановлювалася з кроком 120 мм. Міцність бетону дослідних балок складав f_{ck} =20,48 МПа, бетон підсилення f_{ck} =19,9 МПа.

Пята серія складалася з 4 зразків, які піддавались односторонньому підсиленню. Чотири зразки (Б-5-1П, Б-5-2П, Б-5-3П, Б-5-4П) підсилені звичайним бетоном та металевими анкерами. Армування головних балок проводили плоскими арматурними каркасами з робочою повздовжньою арматурою Ø16 А400С, верхньою арматурою Ø10 А400С, та поперечною арматурою Ø6 А240С. Підсилення зразків пятої серії проводили металевим

каркасом з повздовжньою робочою арматурою Ø12 А400С, верхньою арматурою Ø6 А240С та поперечною арматурою Ø6 А240С. Поперечна арматура ∅6 мм класу А240С, як в основних балках, так і елементах підсилення встановлювалася з кроком 120 мм. Міцність бетону дослідних балок складала f_{ck} =18,24 МПа, бетон підсилення f_{ck} =12,5 МПа та торкретбетон підсилення f_{ck} =31,00 МПа. На рис. 3 показані основні схеми підсилення поперечного перерізу експериментальних зразків.

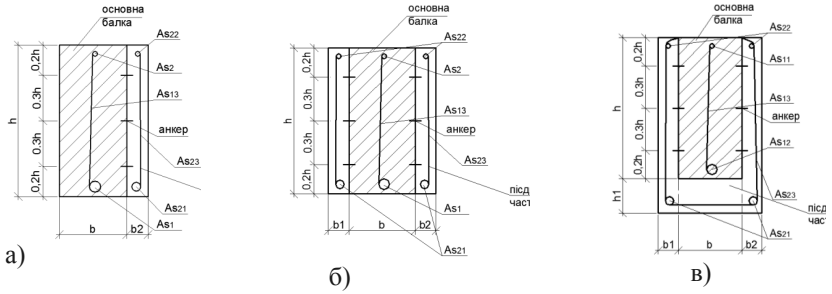


Рис.3 Схеми підсилення бокової поверхні дослідних зразків:
а) першої серії: Б-1-3$П_А$, Б-1-4$П_А$; Б-2-4$ПТ_{А,Г}$, Б-2-5$ПТ_{А,Г}$, Б-2-6$ПТ_{А,Г}$, Б-2-7$ПТ_{А,Г}$; Б-5-1$П_А$, Б-5-2$П_А$, Б-5-3$П_А$, Б-5-4$П_А$ б) другої серії: Б-3-2$ПТ_{А,Г}$, Б-3-3$ПТ_{А,Г}$, Б-3-4$ПТ_{А,Г}$, Б-3-5$ПТ_{А,Г}$; в) третьої серії: Б-4-2$ПТ_{А,Г}$, Б-4-3$ПТ_{А,Г}$;

Результати досліджень. Проведений аналіз результатів теоретичних та експериментальних досліджень підсилених залізобетонних балок, значення яких подані в табл.1.

Аналізуючи виконані дослідження з експериментальними балками в залежності від кроку, діаметру прийнятої поперечної та поздовжньої арматури, класу бетону, плеча прикладання зосередженої сили, зробили аналіз теоретичного та дослідного матеріалу. Для цього детально розглядали окремо кожну серію дослідних балок. В роботі розрізняли фізичне руйнування балок (внаслідок руйнування чи сколювання бетону, текучості поздовжньої арматури, втрати зчеплення арматури з бетоном, розриву арматури - що унеможливлює подальше навантаження балки) і несучу здатність, яка дорівнює навантаженню, при якому напруження хоча б в одному хомуті перевищувала межу текучості.

Таблиця 1

Експериментальні та розрахункові значення несучої здатності похилих перерізів підсилених залізобетонних елементів

Шифр балок	Результ. дослідних балок $V_{Rd,}$ кН	Теор. результ. отримані за ДБН В.2.6-98 2009 $V_{Rd,}$ кН	Теор. результ. отримані за СНиП 2.03.01-84* $V_{Rd,}$ кН	Теор. результ. отримані за америк. норм. ACI 318-95	Теор. результ. отримані за методикою Л.Дорошкевича	Відношення ДБН та Дослід. балки $\frac{\text{Дос.балк - ДБН.}}{\text{Дос.балк.}}$	Відношення СНиП та дослід балки $\frac{\text{Дос.балк - СНиП}}{\text{Дос.балк.}}$	Відношення між ACI та дослід. балки $\frac{\text{Дос.балк - ACI}}{\text{Дос.балк.}}$	Відношення між теор. заченнями Дорошкев/ та дослід/ балками $\frac{\text{Дос.балк - Дорош}}{\text{Дос.балк.}}$
I серія									
Б-1-1	45,0	17.25	39,81	55.2	30,7	61%	11%	22%	31%
Б-1-2	52,5	17.25	39,81	55.2	30,7	67%	24%	5%	41%
Б-1-3$П_А$	68,0	49,6	64,3	73.6	54,9	27%	5%	8%	19%
Б-1-4$П_А$	68,5	49,6	64,3	73.6	54,9	28%	5%	7%	20%
II серія									
Б-2-1	62,5	27,66	58,9	64.7	40,8	56 %	6%	4%	34%
Б-2-2$ПБ_А$	107,9	55,32	98,2	107.1	71,4	48 %	9%	1%	29%
Б-2-3$ПБ_А$	107,4	55,32	98,2	107.1	71,4	48%	9%	1%	28%
Б-2-4$ПТ_{А,Г}$	109,0	55,32	102,4	107.1	71,4	49%	6%	2%	35%
Б-2-5$ПТ_{А,Г}$	109,9	55,32	102,4	107.1	71,4	49%	7%	3%	36%
Б-2-6$ПТ_{А,Г}$	109,5	55,32	102,4	107.1	71,4	48%	7%	2%	35%
Б-2-7$ПТ_{А,Г}$	111,1	55,32	102,4	107.1	71,4	50 %	7%	4%	37%
III серія									
Б-3-1	58,7	27,66	53,6	60,8	40,6	53 %	9 %	4%	28%
Б-3-2$ПТ_{А,Г}$	140,3	82,98	132,0	138,6	102,3	41%	6 %	1%	27%
Б-3-3$ПТ_{А,Г}$	141,9	82,98	132,0	138,6	102,3	42%	7 %	3%	27%
Б-3-4$ПТ_{А,Г}$	142,4	82,9	132,0	138,6	102,3	42%	7 %	2%	28%
Б-3-5$ПТ_{А,Г}$	143,1	82,9	132,0	138,6	102,3	42%	8 %	3%	29%
IV серія									
Б-4-1	58,6	27,66	53,5	60,7	41,1	53 %	9 %	4%	30%
Б-4-2$ПТ_{А,Г}$	148,6	83,74	134,2	144,2	103,1	44%	10 %	3%	31%
Б-4-3$ПТ_{А,Г}$	149,8	83,74	134,2	144,2	103,1	44%	10 %	3%	32%
V серія									
Б-5-1$П_А$	83,2	60,25	77,5	86.3	70,2	27%	7%	4%	16%
Б-5-2$П_А$	84,5	60,25	77,5	86.3	70,2	29%	8%	2%	17%
Б-5-3$П_А$	83,9	60,25	77,5	86.3	70,2	28%	8%	2%	16%
Б-5-4$П_А$	85,0	60,25	77,5	86.3	70,2	29%	9%	3%	17%

В результатах досліджень залізобетонних зразків всіх серій, в яких для підсилення було вибрано звичайний бетон та забезпеченням сумісної роботи старого і нового бетону проводили металевими анкерами, можна було спостерігати часткове розшарування між шарами бетону в вигляді поздовжніх тріщин при рівні 0,75- 0,8 від руйнівного значення на приопорних ділянках зразків. В усіх інших зразках які були підсилені торкретбетоном із використанням металевих анкерів та адгезійного ґрунтування розшарування між шарами основного та посилюваного бетону не проходило.

Незважаючи на несиметричність підсилення зразки першої, другої та пятої серії, результати теоретичних розрахунків у всіх випадках показали задовільні результати.

Провівши теоретико-експериментальні дослідження несучої здатності елементів похилих до поздовжньої осі за різними методиками прийнятими в різних нормативних документах можна побачити, що за діючими нормами теоретичні значення в порівнянні із експериментальними створюють великий запасом міцності у межах від 56% для звичайних балок, і 41-50% для балок із підсиленням. Фермова модель розрахунку ДСТУ Б В.2.6-156:2010 занижує несучу здатність, оскільки не враховує внесок у несучу здатність розтягнутого бетону. Проаналізувавши результати розрахунку експериментальних зразків інших авторів, які займаються дослідженням несучої здатності елементів похилих до поздовжньої ос , значення отримані ними також показують заниження розрахункової несучої здатності 45-60%.

Значення отримані за СНиП показали більшу збіжність результатів в межах 6-9% для зразків без підсилення та 6-10% для зразків із підсиленням. Варто відмітити що отримані значення показують високу статистичну збіжність, яка на високому рівні описує несучу здатність конструкцій.

Отримані значення за розрахунком Л.Дорошкевича дали збіжність результатів в межах 34% для зразків без підсилення та 36% для зразків із підсиленням.

Результати американських нормативних документів ACI 318-95 показали збіжність результатів в межах 4-22% для зразків без підсилення та 1-8% для зразків із підсиленням, проте значення показують перевищення експериментальних даних над теоретичними, що свідчить про неможливість точно визначення реальної кінцевої несучої здатності.

Висновки. За результатами теоретико-експериментальних дослідженнь несучої здатності перерізів похилих до поздовжньої осі, можна побачити значну переоцінку між теоретичними значеннями похилих перерізів за новим ДБН В.2.6.-98:2009 над реальними результатами отриманими під час випробування дослідних зразків в лабораторних умовах, що становить 41-56%, при використанні розрахунку ДСТУ Б В.2.6-156:2010 доцільно враховувати внесок бетону у загальну міцність залізобетонних елементів похилих до поздовжньої осі.

Результати розрахунку отриманих за методикою СНиП 2.03.01-84*, як непідсилених так і підсилених балок має задовільну збіжність з експериментальними значеннями в межах 6-10%.

При використанні американських нормативних документів ACI 318-95 збіжність результатів становить 1-22%.

На нашу думку, потрібне проведення експериментальних досліджень залізобетонних елементів, та порівняння їх з методикою розрахунку, яка буде враховувати всі складові напруженого стану конструкції, так як на даний момент методики діючих нормативних документів створює значну переоцінку несучої здатності.

Література

1. Бабич Є. М. Методика випробування підсилених за похилими перерізами згинальних залізобетонних елементів при мало циклових навантаженнях високого рівня / Є. М. Бабич, С. В. Мельник // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: Міжвід наук-техн зб К. : ДП НДІБК, 2011. – Вип. 74, кн.1. – С.172-179.

2. Барашиков А. Я. Експериментальні дослідження згинаних залізобетонних елементів, підсилених різними способами / А. Я. Барашиков, О. П. Сумак, Б. А. Боярчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції будівель і споруд : зб. наук. пр. – Рівне : РДТУ, 2000. – №5 . – С. 294-297.

3. Міцність та деформативність залізобетонних балок, підсилених після впливу агресивного середовища / З. Я. Бліхарський, Р. В. Вашкевич, Р. Є. Хміль та ін. // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: Міжвід наук-техн зб К. : ДП НДІБК, 2011. – Вип. 74, кн.2. – С.28-35.

4. Голышев А. Б. Проектирование усилений железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений / А. Б. Голышев, И. Н. Ткаченко. – К. : Логос, 2001. – 172 с.

5. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б В.2.6-156:2010. – [Чинний від 2011-06-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 116 с. – (Національний стандарт України).

6. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний від 2011-07-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми України).

7. ACI 318-95

УДК 571.1:624.04:691.32

Убайдуллаєв Ю.Н.,
Національний університет оборони України імені Івана Черняховського

МОДЕЛЬ ПРОЦЕСУ ГАЗОПРОНИКНОСТІ У МАТЕРІАЛАХ ТА ЕЛЕМЕНТАХ ОГОРОДЖУВАЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ СПЕЦІАЛЬНИХ СПОРУД

Розглядаються результати дослідження течії газового середовища через тріщини, що утворенні гладкою поверхнею та поверхнею регулярною шорсткою поверхнею на контактних поверхнях «метал-бетон». Модель полягає в тому, що гідравлічний опір тріщини залежить від висоти та кроку мікроповерхностей, характеру розташування їх виступів.

The article describes the results of studies of how gas environment flows through cracks formation of the flat surface and a rough surface in regular contact surfaces "metal-concrete". The model is that hydraulic crevice's resistance depends on the height and pitch of microroughnesses, the nature of the location of their protrusions.

Постановка проблеми. В даний час важливі промислові об'єкти економіки повинні відповідати встановленим вимогам щодо стійкості їх функціонування не тільки в звичайному режимі, але і в умовах надзвичайних ситуацій військового і мирного часу, як при впливі різних засобів ураження, так і при виникненні аварій техногенного характеру.

Значну роль у вирішенні проблеми стійкого функціонування промислових об'єктів у надзвичайних ситуаціях воєнного та мирного часу грають захисні споруди цивільної оборони: притулки, пункти управління, укриття резервних джерел електроенергії та інші.

Вони дозволяють у випадку впливу різноманітних вражаючих факторів знизити, а в окремих випадках і повністю виключити людські втрати, зберегти технічні та інженерні системи, що знаходяться в спорудах. Аналогічну функцію щодо захисту особового складу Збройних Сил України, техніки і озброєння виконують спеціальні фортифікаційні споруди: командні пункти, приймально-передавальні радіоцентри, пускові ракетні та космічні комплекси, укриття.

Зростання темпів створення і виробництва нових видів ракетно-ядерної, хімічної і бактеріологічної зброї, а також постійне зростання числа аварій техногенного характеру, вимагають подальшого розвитку теорії та практики забезпечення «живучості» споруд спеціального будівництва.

Досі основним матеріалом для зведення огороджувальних будівельних конструкцій спеціальних споруд є бетон. Однак, поряд з незаперечними перевагами, такими, як простота виготовлення, незначна вартість, висока міцність на стиск, він має багато недоліків: крихкість, низьку міцність при розтягуванні і вигині, значні усадочні деформації, велику газопроникність.

При існуючих сучасних фугасних засобах ураження з кумулятивними зарядами, а також при впливі на спорудження високошвидкісних ракет і бомб, створення непроникного захисного контуру герметизації в конструкціях із залізобетону є проблематичним завданням. Справа в тому, що в дрібнозернистому бетоні, що застосовується для заповнення порожнин стиків між збірними виробами, а також в бетоні на контактах з металом в місцях пропуску через стіни і покриттях металевих деталей вхідних пристроїв і інженерних комунікацій, при впливі температурних, осадових і усадочних деформацій, виникають значні дефектні утворення у вигляді тріщин і пустот (через його низьку міцність на розтягнення), через які у внутрішній простір споруди затікає шкідливе зовнішнє газове середовище.

При недостатній стійкості захисту на деякій площі поверхні бетонних/залізобетонних конструкцій спеціальних об’єктів і фортифікаційних споруд або наявності локальних ослаблених зон (в тому числі як і тріщин) можливо пробиття конструкції при дії суббоєприпасів, унітарних і тандемних бетонобійних боєприпасів цих місць з утворенням потоку кумулятивного струменя, газоповітряного середовища.

У вітчизняному і зарубіжному будівництві фортифікації широке застосування отримала система спеціального захисту в законструктивному просторі, в яку входять протиосколочні шари і екрани. Але ця система захисту

розрахована на потужні ударні хвилі (ядерного вибуху) і звичайні боєприпаси, і не розрахована на дію суббоєприпасів, унітарних і тандем них бетонобійних боєприпасів з вибухонебезпечними і токсичними речовинами.

Як відомо, дія боєприпасів об'ємного вибуху на військові фортифікаційні споруди (ВФС) характеризується навантаженням захищаючих конструкцій і зміною стану газоповітряного середовища основною бойовою частиною (ОБЧ) у внутрішньому об'ємі споруд, що може привести до зниження або повної втрати захисних властивостей споруд, ураження особового складу, бойової техніки і обладнання.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. При ініціюванні вибуху у твердих і рідких речовинах з величезною швидкістю протікають екзотермічні окислювально-відновні реакції чи реакції термічного розкладання з виділенням теплової енергії [1, 2]. А газоподібні енергоносії являють собою гомогенні суміші пальних газів (пар) з газоподібними окислювачами повітрям, киснем, хлором і ін., або нестабільні газоподібні з'єднання, такі як ацетилен, етилен, схильні до термічного розкладання у відсутності окислювачів. Джерелом енергії вибухів газових сумішей є езотермічні реакції окислювання пальної чи речовини реакції розкладання нестабільних з'єднань [3].

Автори багатьох робіт [4-7] стверджують, що затікання зовнішнього повітря в захисні споруди через стики і місця нещільного контакту бетону з металом відбувається в результаті появи в бетоні тріщин.

Основну роль у виникненні тріщин у матеріалі заповнення стиків грає усадка [6]. В процесі експлуатації тріщини в бетонних стиках можуть виникати іноді від надмірних розтягуючих і зсувних навантаженнях, корозії, температурних і осадових деформацій. Особливо сильне утворення тріщин на контакті метал-бетон відзначається в збірних конструкціях через прискореного режиму термообробки.

У різних галузях техніки, в конструкціях фортифікаційних споруд (система спеціального захисту в законструктивному просторі, захисних та внутрішніх

будівельних конструкціях) є ущільнення утворені стиком двох поверхонь, утворенні тріщини, які мають деяку кінцеву мікронерівність.

Контакт поверхонь завжди відбувається по площі, значно меншої номінальної, що називається площею фактичного контакту. Величина площі фактичного контакту залежимо від стану поверхонь, прикладеного зусилля і властивостей матеріалів поверхонь [4-7]. Внаслідок неповного контактування поверхонь, між ними завжди залишається певний кінцевий зазор, що при наявності різниці тисків середовища зовні і всередині об’єму що ущільнюється, приводить до витоку середовища через ущільнюваний стик. З'ясування закономірностей процесу течії (перебігу) газового середовища в зазорах, утворених мікронерівностями, представляє інтерес, так як знання цих закономірностей дозволить розраховувати витік середовища через ущільнення (тріщини). Особливо це важливо для рухливих ущільнень (тріщин), коли поверхні переміщуються одна відносно іншої.

В літературі наведено результати досліджень капілярних циліндричних [8] і плоских [2, 9] каналів, а також торцевих ущільнень (тріщин) з кінцевим зазором, утвореним поверхнями, обробленими до високої частоти [10]. Ці дослідження показують, що течія *(перебіг)* рідини чи газу в таких зазорах підкоряються законам гідродинаміки, застосовуваним для звичайних каналів.

У той же час в літературах немає даних про закономірності перебігу газу або рідини в каналах, утворених мікронерівностями (тріщинами). Досліджувалися тільки окремі питання, пов'язані з процесом перебігу [1, 2, 7, 11]. Ці дослідження показують, що течія (перебіг) рідини чи газу в таких каналах не підкоряються загальноприйнятим закономірностям.

Для вирішення завдання течії (перебігу) рідини чи газу в каналах, утворених мікронерівностями (тріщинами) припустимо, що реальні поверхні мають мікропрофіль, що найбільш повно характеризується поздовжньою і поперечною профілограмами, і побудованої на їх основі кривої опорної поверхні (для циліндричного торцевого ущільнення (тріщини) доцільно ввести

поняття радіальної та кутової профілограм) [12]. Перебіг газу відбувається тільки в тих місцях, де є контакт двох поверхонь - в зазорах між нерівностями. Численні звуження і розширення, утворені окремими мікронерівностями, злиття, розділення і перехрещення елементарних *струєн* призводить до аналогії з плином газу в середовищах.

Мета статті (постановка завдання). На основі моделі процесу газопроникності розрахувати параметри перебігу газових сумішей у матеріалах та елементах огороджувальних конструкцій спеціальних споруд через тріщини і торцеві ущільнення на стиках метал-бетон.

Виклад основного матеріалу. Течія (перебіг) в пористих середовищах характеризується залежністю гідравлічного опору як від першого, так і другого ступеня швидкості:

$$\frac{dp}{dx} = aw + bw^2, \qquad (1)$$

де a – зближення мікроповерхонь;

b –ширина каналу.

Ця залежність підтверджується численними дослідженнями [2, 12]. У літературі, крім того, описано дослідження процесу витікання через шорсткість після "абразивної" обробки [1, 11]. Аналіз результатів цього дослідження показує, що для течії (перебігу) повітря в каналах утворених мікронерівностями, також має місце двочленний закон гідравлічного опору, відповідний рівнянню (1).

Таким чином, для дослідження характеристик процесу течії (перебігу) в таких каналах та обробки результатів експерименту доцільно застосувати методи, що використовуються для вивчення пористих середовищ. Як видно з теорії подібності [1], зв'язок параметрів процесу течії (перебігу) середовища в найбільш загальному вигляді можна отримати в критеріях подібності. Для руху, що підсилився, основне критеріальне рівняння має вигляд

$$Eu = f(\mathrm{Re}), \qquad (2)$$

де $Eu = \frac{\Delta p}{w^2}$ - критерій Ейлера;

$\mathrm{Re} = \frac{\rho w d_r}{\mu}$ - критерій Рейнольдса;

Δp - перепад тиску;

ρ - щільність газу;

w - швидкість;

d_r - характерний лінійний (визначаючий) розмір;

μ - коефіцієнт динамічної в'язкості газу.

Для цільового каналу

$$d_r = 2h, \tag{3}$$

де h - висота щілини.

Для каналу утвореного гладкою і шорсткою поверхнями, висота еквівалентної щілини h, може бути визначена як

$$h_э = \frac{1}{F}\int h dF, \tag{4}$$

де F - номінальна площа контактування.

З рівнянням кривої опорної поверхні

$$\eta = f(\varepsilon)$$

висота $h_ý$ може бути зв'язана як

$$h_ý = h_m[1 - \int_0^1 f(\varepsilon)d\varepsilon,$$

де $\eta = \frac{F_r}{F}$;

F_r - площа фактичного каналу;

$\varepsilon = \frac{a}{h_m}$, a - зближення;

h_m - максимальна висота мікронерівностей.

Для дослідження поверхонь визначення характерного розміру слід зробити інакше. Дійсно, перебіг газу відбувається в напрямку нормалі до виступів і канавок, і розподіляється еквівалентно висотою і гладкою поверхнею. Цей зазор може бути знайдений так

$$h_0 = \frac{1}{e}\int_e h dx,$$

якщо відома кутова прифілограма.

Як відомо, для радіального каналу:

$$\mathrm{Re} = \frac{1}{\pi g m} \cdot \frac{G}{r}, \tag{5}$$

$$Eu = \frac{\Delta p}{\rho_1 w_1^2}(1 + \frac{p_2}{p_1}), \tag{6}$$

де p_1 и p_2 - тиск відповідно у внутрішній площині та ззовні ущільнення (тріщини);

G - вагова витрата;

g - прискорення вільного падіння;

r - радіус;

w_1 - швидкість на вході в канал.

Тоді, для радіального каналу с висотою зазору h_0 залежність (4) можна представити у виді

$$\frac{\Delta p}{\rho_1 w_1^2}(1 + \frac{p_2}{p_1}) = \frac{r_1}{h_0}\ln\frac{r_2}{r_1} f(\mathrm{Re}), \tag{7}$$

де $\frac{r_1}{h_0}\ln\frac{r_2}{r_1}$ - відносна довжина каналу.

Відзначимо

$$\frac{\frac{\Delta p}{\rho_1 w_1^2}(1 + \frac{p_2}{p_1})}{\frac{r_1}{h_0}\ln\frac{r_2}{r_1}} = Eu', \tag{8}$$

Саме в виді залежності $Eu' = f(\mathrm{Re})$ слід обробляти результати чисельного експерименту. Відповідно з цими міркуваннями і проводилося дослідження.

Досліджувалися 10 груп металевих зразків з параметрами $r_2 = 17{,}2$ мм, $\frac{r_2}{r_1} = 1{,}2 \div 1{,}5$. Частота поверхні їх торця відповідала 3, 4, 5 і 6 класам частоти поверхні. Висота мікронерівностей становила $h_m = 3{,}5 \div 65$ мкм, крок розташування гребенів $S = 30 \div 180$ мкм. Відношення $\frac{S}{h_m}$ змінювалось в межах $3 \div 12$.

Найбільшу трудність представляє визначення величини h_0, так, як профілографа для запису профілю радіального зразка в кутовому напрямку не існує. Експериментальні дані оброблялися у вигляді залежності $Eu' = f(\mathrm{Re})$.

Аналіз отриманих даних показує, що існує два режими течії повітря в "зазорі". Перший режим - для значення $\mathrm{Re} = 20$, при дотриманні залежності

$$Eu' = \frac{A}{\mathrm{Re}},$$

де $A = const$.

При цьому опір каналу залежить тільки від першої швидкості

$$-\frac{dp}{dr} = \alpha \mu w,$$

тобто дотримується ламінарний режим.

Другий режим – при $\mathrm{Re} > 20$ характеризується більш складною залежністю, в якості якої може бути прийнята

$$Eu' = \frac{B}{\mathrm{Re}} + C,$$

де B і C – $const$.

При цьому режимі опір каналам починає залежати також і від другого ступеня швидкості.

$$\frac{dp}{dr} = \alpha \mu w + \beta \rho w^2,$$

тобто починають проявлятися закономірності, характерні для пористих середовищ. Крім того, характерною особливістю експериментальних даних є великий розкид точок, що досліджуються, для різних зразків, що мають однакові характерні розміри h_0.

Всі ці обставини дозволяють зробити висновок, що значний вплив на процес течії повітря в каналі надає розширення струменю в обсязі елементарної комірки утвореної плоскою поверхнею арматури (бетону) і двома сусідніми гребенями мікровиступів.

Відомо, що облік струминного характеру потоку дозволив узагальнити результати експериментів з сипучими (крихкими) засобами шляхом введення коефіцієнта звуження ядра потоку в критеріальне рівняння.

Якщо розглянути течію газового струменя через елементарну комірку, можна уявити, що після виходу в обсяг осередку потік розширюється подібно вільного струменя, а потім знову звужується до величини, яка визначається h_0.

Якщо канали (тріщини) утворені мікронерівностями, а також пористим середовищем, повинна існувати область значень, в якій існують ламінарний і турбулентний режими течій струменів внаслідок того, що розміри щілин або отворів можуть лежати в широкому діапазоні. Це має зовні виразитись як зменшення величини $\mathrm{Re}_{\ddot{e}\partial}$.

Отже, для режиму $\mathrm{Re} < \mathrm{Re}_{\ddot{e}\partial}$ коефіцієнт звуження повинен визначатися на основі теорії ламінарного струменя, і тільки після $\mathrm{Re} > \mathrm{Re}_{\ddot{e}\partial}$ стають справедливими залежності, отримані з урахуванням теорії турбулентного струменя. Коефіцієнт звуження турбулентного струменя може бути знайдений на підставі робіт [2, 3, 12].

Для струменя що рухається уздовж твердої стіни, профіль швидкостей в ній можемо вирахувати за формулою

$$\frac{U_m}{U_0} = \left[\frac{1}{0{,}0887 \frac{x - x_n}{b} + 1} \right]^{0.555}, \qquad (9)$$

де U_0 - швидкість на виході з каналу;

U_m - швидкість на кордоні прикордонного шару;

x_n - координата кінця перехідної ділянки;

b_0 - ширина каналу; x - поточна координата.

З урахуванням (9) межа ядра постійної маси може бути знайдена з рівняння

$$\xi_{\ddot{y}} - 0{,}8\xi_{\ddot{y}}^{2,5} + 0{,}25\xi_{\ddot{y}}^{4} + 0{,}0875 = 0{,}403 \left(\frac{1}{0{,}0887 \frac{x}{b_0} - 0{,}198} \right)^{0{,}444} \qquad (10)$$

Для профілю елементарної комірки, близького до трикутника, можна отримати з (10) наступну наближену формулу для визначення коефіцієнта звуження ядра постійної маси:

$$\varphi_\pi = \frac{h_1}{h_0} = 1 + \frac{2\frac{S}{h_0} + 13}{\frac{S}{h_m - h_0} + 60} \qquad (11)$$

де h_1 - ширина ядра постійної маси.

Коефіцієнт звуження ламінарної струменя φ_π повинен визначатися на підставі залежностей, що описують поле швидкостей ламінарного струменя. Однак рішення задачі про рух ламінарного струменя кінцевої ширини в літературі до цих пір немає [1, 13].

Висновки. Таким чином, на основі моделі руху ламінарної течії об'ємно-детонуючих газових сумішей, розраховано параметри процесу їх руху через тріщини і торцеві ущільнення матеріалів та елементів огороджувальних конструкцій спеціальних споруд. Запропонована модель та отримані дані можуть бути використані для розроблення нових технологій сучасної

фортифікації для забезпечення надійного захисту особового складу, техніки і обладнання.

Перспективи подальших досліджень. Необхідно в подальшому знайти рішення задачі про рух ламінарного струменя кінцевої ширини у вільному обсязі і вздовж твердої стінки і використовувати його для визначення більш точного коефіцієнта φ_π, що дозволить визначити закономірності формування мікро- та макроструктури залізобетону і сталефібробетону огороджувальних спеціальних конструкцій.

Література

1. **Седов Л.И.** Методы подобия и размерности в механике [текст] / Л.И. Седов – М.: Наука, 1987. – 432с.
2. Численные методы в задачах физики взрыва и удара [текст] // Учебник для ВТУЗов (Под редакцией В.В. Саливанова). – М.: Изд-во МГТУ им. Н. Э. Баумана, 2008. – 516с.
3. **Егоров К.А.** Перспективные бетонобойные боеприпасы ведущих стран НАТО [текст] // К.А. Егоров // Зарубежное военное обозрение. – 2001. - №2. – С.36-38.
4. Герметизация сооружений [Текст] // Справочное нособие. Под общ. ред. А.П. Смирнова.-М.:Военное издательство Министерства обороны СССР, 1979.-168 с.
5. **Бочарников А.С.** Свойства и применение сталефибробетона, изготовленного способом раздельного бетонирования [Текст] / А.С. Бочарников // В кн.: Материалы X научно-технической конференции.- Л.: ЛВВИСУ, 1987. - С.71.
6. **Огороднев Б.Е.** Заделка трещин в железобетонных конструкциях методом инъекции водоцементных смесей и полимерных смол [Текст] / Б.Е. Огороднев // Автореф. дис. канд. техн. наук / Б.Е. Огороднев - Свердловск, 1966. - 18 с.
7. **Убайдуллаєв Ю.Н.** Модель адіабатичного перебігу газу в радіальному каналі. [текст] / Ю.Н. Убайдуллаєв // Тези. Матеріали 11 науково-технічної конференції “Створення та модернізація озброєння і військової техніки в сучасних умовах”. Феодосія: – 2011. – С. 220-221
8. **Дыбан Е.Н., Швец И.Т.** Экспериментальное исследование гидравлического сопротивления и теплообмена при течении воздуха в капиллярных каналах [текст] / Е.Н. Дыбан, И.Т. Швец // Известия АН СССР, СТН, 1956. - №2. 2 С. 34-42.
9. **Яковлев Ю.С.** Гидродинамика взрыва [текст] / – Ю.С. Яковлев. // Л.: Судпромгиз, 1961. – 313с.
10. **Голубцев А.И.** Современные уплотнения вращающихся валов [текст] / А.И. Голубцев. – М.: Машгиз, 1963.
11. Турбулентные течения реагирующих газов: Пер. с англ. [текст] / Под реда. П. Либби, Ф.Вильямса. – М.:Мир, 1983. – 328с.
12. **Бренштейн Р.С., Померанцев В.В., Шагалова С.Л**. Обобщенный метод расчетов аэродинамического сопротивления загруженных сечений [текст] / Р.С. Бренштей**,** В.В. Померанцев, С.Л. Шагалова // СБ. "Вопросы аэродинамики и теплопередачи в котельно-топочных процессах". – М.: Госэнергоиздат, 1958. – 359с.
13. **Лойцянский Л.Г.** Ламинарный пограничный слой / Л.Г. Лойцянский. – М.: Физматгиз, 1960. – 289с.

УДК 624.074

Стоянов Е.Г., Набока А.В.,
Харьковский национальный университет городского хозяйства имени А.Н. Бекетова, г. Харьков

ИССЛЕДОВАНИЕ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ СБОРНЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ПЛИТ В СОСТАВЕ ДИСКОВ ПЕРЕКРЫТИЙ

В статті розглядається варіант компоновки перекриття, дозволяючий замість традиційної балочної конструктивної схеми роботи окремої плити у складі перекриття прийняти конструктивну схему роботи декількох плит у складі диску перекриття.

Ключові слова: диск перекриття, чарунка перекрытия, вигинаючий момент, крутний момент.

The article discusses the option of layout overlap, that allowing instead of the traditional beam structural scheme of one of the slabs in the overlapping part to take a structural scheme of the several slabs in the composition of the overlapping disc.

Keywords: overlapping disk, overlapping cell, bending moment, torque.

Экономическая эффективность применения того или иного типа железобетонной конструкции напрямую связана с расходом материалов, в особенности, если речь идет о дорогостоящей высокопрочной арматуре.

Так, для сборных предварительно напряженных плит безопалубочного стендового формования с канатной рабочей арматурой вопрос экономии арматуры является одним из основных при проектировании. За счет применения бетонов повышенной прочности (С30/35 и выше) удалось избежать применения рабочей поперечной арматуры и всех видов конструктивной арматуры [1]. Возможность экономии рабочей канатной арматуры дает несравненно больший эффект, однако, при этом, не должны нарушаться требования прочности, трещиностойкости и деформативности элемента [2,3].

Нами предлагается вариант компоновки перекрытия, позволяющий вместо традиционной балочной конструктивной схемы работы отдельной плиты в составе перекрытия принять конструктивную схему работы нескольких плит в составе диска перекрытия . Преимущества работы сборных плит в составе

диска перекрытия рассматривались и ранее [4,5,8,]. В предлагаемом варианте диск формируется из балочных плит , соединенных друг с другом по боковым поверхностям с помощью специального шва, исключающего взаимные сдвиги плит в вертикальной плоскости (рис. 1).

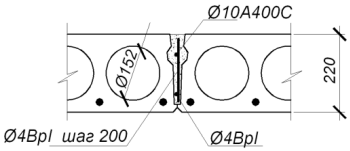


Рис. 1. Конструкция шва между плитами

При этом, крайние плиты ячейки перекрытия обязательно опираются боковой кромкой на несущие стены или ригели.

При такой конструктивной схеме ячейка перекрытия работает в двух направлениях, за счет чего в продольном направлении каждой плиты в определенной степени уменьшаются изгибающие моменты.

Таким образом, мы получаем квазиконтурную схему работы плиты-диска перекрытия. Такая составная плита, состоящая из нескольких балочных плит, в пределах рассматриваемой ячейки перекрытия, в продольном направлении имеет конечную изгибную жесткость, зависящую от геометрических и физико-механических параметров, а также от армирования каждой отдельной плиты. В поперечном направлении составной диск имеет практически нулевую изгибную жесткость, а нагрузку воспринимает за счет сдвиговой жесткости шва и сопротивления каждой плиты кручению.

Характер передачи нагрузки и соответствующая схема работы диска в поперечном направлении зависит от количества плит в ячейке.

Так, например, для ячейки перекрытия из двух плит (рис. 2), каждая из них в произвольном сечении испытывает погонный крутящий момент

$$T = T_{(2)} = qb^2 / 2 \text{ (кНм/м)}. \quad (1)$$

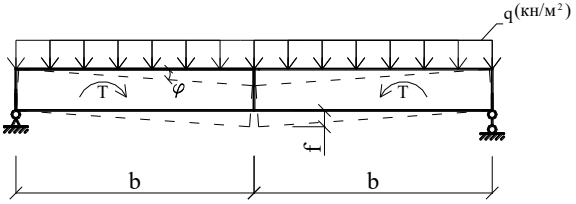


Рис. 2. Схема работы диска из двух плит

От крутящего момента в поперечном сечении плита поворачивается на угол φ, определяемый по формуле

$$\varphi = \frac{T}{GI_k} f(x) \quad , \tag{2}$$

где $f(x)$ – функция изменения угла поворота по длине плиты;

G – модуль сдвига бетона, принимаемый как $G = 0.4E_{cm}$;

$I_к$ – крутильный момент инерции сечения плиты.

При определении крутильного момента инерции, фактическое сечение многопустотной плиты приводится к пустотелому коробчатому сечению с условной эффективной толщиной стенок t_{ef} [6].

При равномерно распределенной нагрузке на всей площади рассматриваемой ячейки перекрытия функцию $f(x)$ логично принять идентичной функции изменения изгибающего момента по длине плиты. При этом, максимальный угол поворота в центре ячейки перекрытия

$$\varphi_0 = \frac{T}{GI_k} \int_0^L \left(x - \frac{x^2}{L} \right) dx = \frac{TL^2}{6GI_k} \quad . \tag{3}$$

При угле поворота сечения в центре продольного шва между плитами, равном φ_0, прогиб в центре диска составляет

$$f = b \cdot tg\varphi_0 = b \cdot \varphi_0. \tag{4}$$

Погонный максимальный изгибающий момент в продольном направлении в шве между плитами при равномерно распределенной нагрузке

$$M_x = 48E_{cm}I_z f / 5l^2 . \tag{5}$$

Для ячейки перекрытия, состоящей из трех плит, расчетная схема может быть представлена как показано на рис.3, где распределенная нагрузка от средней плиты частично распределяется на изгиб плиты как балочной (q_1), а частично ($q - q_1$) передается на крайнюю плиту в виде погонной линейной силы $P_1 = (q - q_1) \cdot b/2$, вызывающей дополнительный прогиб крайней плиты от поворота сечения. При этом, крутящий момент в крайней плите

$$T_{(3)} = T_{(2)} + P_1 b = qb^2 - q_1 b^2/2 \,, \tag{6}$$

угол поворота крайней плиты

$$\varphi_0 = \frac{b^2 L_2}{6GI_k}(q - q_1/2) \,, \tag{7}$$

прогиб крайней плиты

$$f_{кр} = b\varphi_0 = \frac{b^2 L^2}{6GI_k}\left(q - \frac{q_1}{2}\right). \tag{8}$$

Прогиб средней плиты от ее изгиба по балочной схеме

$$f_{\text{ср}} = \frac{5}{384}\frac{q_1 b L^4}{E_{cm} I_z} \,. \tag{9}$$

Приравнивая $f_{кр} = f_{ср}$, получим

$$q_1 = \frac{\frac{qb^2}{6GI_k}}{\left(\frac{5L^2}{384E_{cm}I_z} + \frac{b^2}{12GI_k}\right)} \,. \tag{10}$$

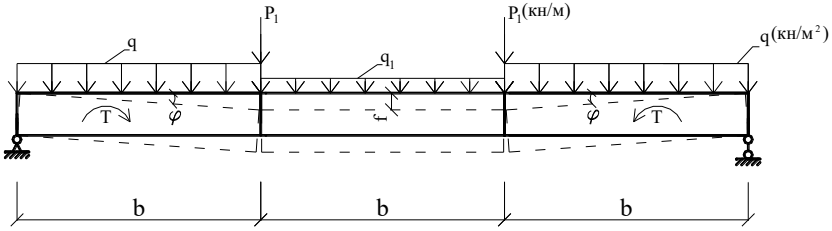


Рис. 3. Расчетная схема работы диска из трех плит

Максимальный прогиб средней плиты при трех плитах в ячейке диска

$$f_{(3)} = \frac{5q_1 b L^4}{384E_{cm}I_z} \,, \tag{11}$$

и соответствующий балочный момент в плите, работающей в составе диска,

$$M_o = q_1 b L^2 / 8 . \qquad (12)$$

Отношение момента при балочной схеме работы плиты (M_1) к моменту при работе плиты в составе диска (M_o) $n = M_1/M_o$ является показателем эффективности работы диска перекрытия.

Экспериментальные исследования работы плит в составе диска перекрытия [7] показали, что при всех возможных схемах нагружения максимальные прогибы имеют место при полной нагрузке на всех плитах диска. При этом, должна быть обеспечена прочность шва между плитами при разной нагрузке на смежных плитах [8].

Для ячейки перекрытия, состоящей из четырех плит, расчетная схема может быть представлена как показано на рис. 4.

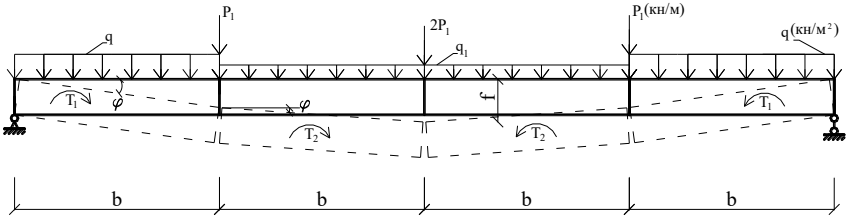


Рис. 4. Схема работы диска из четырех плит

При такой схеме крутящий момент $T_{(4)} = T_{(2)} + T_{(3)}$; прогиб $f_{(4)} = f_{(2)} + f_{(3)}$; изгибающий момент при работе плит в составе диска $M_o = 48 E_{cm} I_z f_{(4)} / 5L^2$.

Для ячейки из пяти плит расчетная схема представлена на рис. 5.

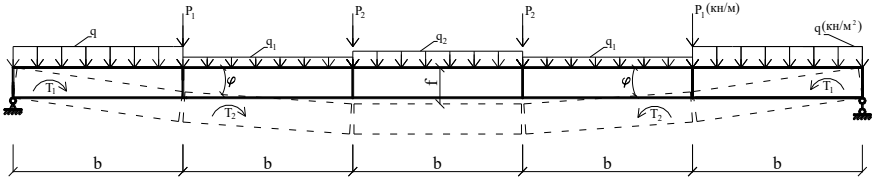


Рис. 5. Расчетная схема диска из пяти плит

При этой схеме $T_{(5)} = T_{(4)} + P_2 b$,

где $$P_2 = P_1 + (q - q_2)b / 2\,, \tag{13}$$

прогиб от кручения

$$f_{(5)} = f_{(4)} + \frac{P_2 b L^2}{6GI_k}\,. \tag{14}$$

Приравнивая $f_{(5)}$ с прогибом средней плиты от изгиба по балочной схеме

$$f_{\text{ср}} = \frac{5q_2 bL^4}{384E_{cm}I_z}\,, \tag{15}$$

получаем часть нагрузки q_2 , вызывающую изгиб средней плиты при ее работе по балочной схеме. Далее по алгоритму расчета диска из трех плит определяем M_o в средней плите.

При любом четном количестве плит в ячейке перекрытия расчетные схемы аналогичны представленной на рис.5, при любом нечетном количестве плит – аналогичны представленной на рис. 4.

В качестве примера рассматривается ячейка перекрытия, состоящая из трех сборных плит длиной 7.2 м, шириной 1200 мм, высотой 220 мм. Плиты имеют по шесть пустот диаметром 152 мм. Плиты изготовлены из бетона класса С32/40 (E_{cm} = 36000 мПа). Момент инерции приведенного сечения плиты равен I_z = 91000 см^4.

Плиты запроектированы под расчетную нагрузку (сверх собственного веса) 8.0 кН/м^2. Суммарная расчетная нагрузка принята q = 12 кН/м^2.

Расчетная длина плиты L = 7.04 м. Расчетный изгибающий момент для плиты, работающей по балочной схеме M_1 = 89.2 кНм.

Условная эффективная толщина стенок при расчете на кручение

$$t_{ef} = \frac{118 \cdot 22}{2(118+22)} = 9.27 \text{ см.}$$

Крутильный момент инерции приведенного сечения плиты

$$I_k = \frac{(b-t_{ef})^2 (h-t_{ef})^2 t_{ef}}{b+h-2t_{ef}} = \frac{(118-9.27)^2 (22-9.27)^2 \cdot 9.27}{118+22-2 \cdot 9.27} = 292436 \text{ см}^4\,.$$

Модуль сдвига $G = 0.4 \cdot 36000 = 14400$ мПа.

Из (10) получаем:

$$q_1 = \frac{\frac{12 \cdot 120^3}{6 \cdot 1440 \cdot 292436}}{\frac{5 \cdot 704^2}{384 \cdot 3600 \cdot 91000} + \frac{120^2}{12 \cdot 1440 \cdot 292436}} = 3.03 \text{ кН/м}^2 = 0.0303 \text{ кН/см};$$

$$f_{(3)} = \frac{5 \cdot 1.2 \cdot 0.0303 \cdot 704^4}{384 \cdot 3600 \cdot 91000} = 0.35 \text{ см, что соответствует моменту}$$

$M_o = 22.49$ кНм и коэффициенту эффективности работы диска

$$n = M_1/M_o = 89.2/22.49 = 3.97.$$

Степень уменьшения максимальных изгибающих моментов в плите, работающей в составе диска перекрытия M_o , по сравнению с величиной максимального изгибающего момента для отдельной балочной плиты M_1, зависит от размеров ячейки диска перекрытия (рис. 6).

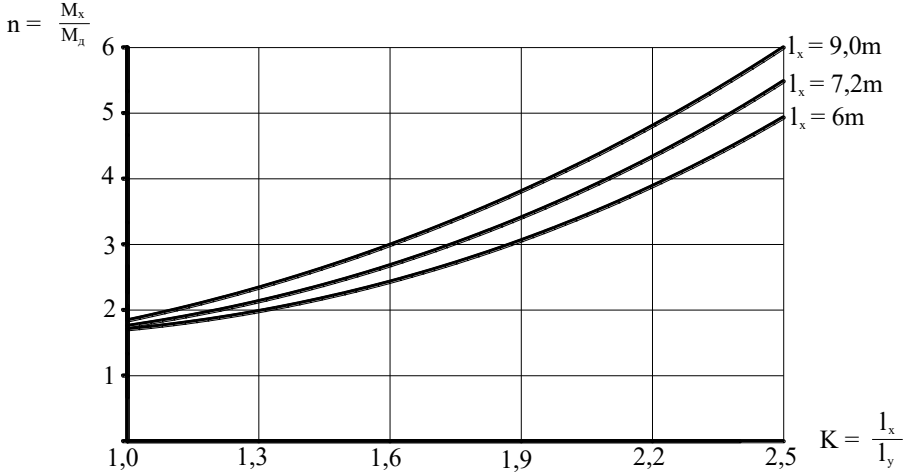


Рис.6. График изменения изгибающих моментов в составном диске

l_x – длина диска (плиты); l_y – ширина диска (Σb).

Согласно конструктивным требованиям, рассматриваемые многопустотные предварительно напряженные плиты безопалубочного

стендового формования должны иметь минимальное армирование 4Ø9К1400(К7). Поэтому устройство диска перекрытия по предлагаемому варианту имеет смысл для плит длиной не менее 5.7 м при расчетных переменных нагрузках 8…21 кН/м^2.

Литература

1. Шмуклер В.С., Е.Г. Стоянов и др. Особенности внедрения железобетонных многопустотных предварительно напряженных плит перекрытий безопалубочного стендового формования. – Х. Комунальне господарство міст, №114, 2014. – С 22 – 30.
2. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
3. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010.
4. Шмуклер В.С. Каркасные системы облегченного типа /В.С. Шмуклер, Ю.А.Климов, Н.П. Буряк. –Х.: Золотые страницы, 2008.
5. Шмуклер И.В. Сборные железобетонные диски перекрытий с рациональными поперечными связями. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. – Х.: ХГТУСА, 1995. 324 с.
6. Бабаєв В.М., Бамбура А.М., Пустовойтова О.М., Резнік П.А., Стоянов Є.Г.. Шмуклер В.С. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В 2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1(Eurocode 2). – Х.: «Золоті сторінки», 2015. 206 с.
7. Стоянов Е.Г., Набока А.В. Экспериментальное исследование работы сборных железобетонных предварительно напряженных плит в составе диска перекрытия. – Х.: Науковий вісник будівництва, №1(83), ХНТУБА, 2016. с. 107-111.
8. Байков В.Н., Хампе Э., Рауэ Э. Проектирование железобетонных тонкостенных пространственных конструкцій. – М.: Стройиздат, 1990. 232 с.

УДК 624.012

к.т.н., доцент **Ужегова О.А.,** асистент **Ужегов С.О.,**
к.т.н., доцент **Ротко С.В.,** к.т.н., доцент **Самчук В.П.,**
Луцький національний технічний університет

РОЗРАХУНОК СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА ДРУГОЮ ФОРМОЮ РІВНОВАГИ

Стаття присвячена методиці розрахунку стиснутих залізобетонних елементів на основі деформаційної моделі за національними нормами з урахуванням впливів першого і другого порядку. Наведено алгоритм розрахунку стиснутих елементів за другою формою рівноваги.

The article is devoted to the calculation method of the compressed concrete elements based on deformation models with national norms subject to the effects of first and second order. The algorithm of calculation of compressed elements on the second form of balance.

При другій формі рівноваги (рис. 1) частина перерізу стиснута, а частина розтягнута ($\boldsymbol{x < h}$).

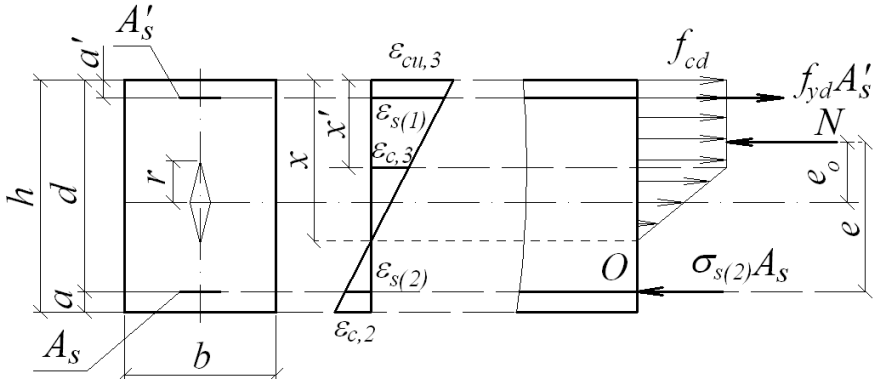


Рис. 1. Деформації та дволінійна епюра напружень при другій формі рівноваги

За межу між першою та другою формами рівноваги було прийнято $\boldsymbol{e_0 = r}$, де $\boldsymbol{e_0}$ – сумарний ексцентриситет поздовжньої сили з урахуванням впливу деформацій першого і другого порядку.

При другій формі рівноваги $\boldsymbol{e_0 > r}$ найбільші деформації в стиснутій частині перерізу в граничному стані дорівнюють $\boldsymbol{\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu3}}$.

При максимальному використанні міцності бетону гранична висота стиснутої зони $x = x_R = \xi_R d$.

Коли напруження в бетоні σ_c досягають значення f_{cd}, деформації становлять $\varepsilon_{c,3}$. Цьому значенню деформації відповідає координата перерізу x', яку легко знайти з подібності трикутників (рис. 1):

$$\frac{\varepsilon_{cu,3}}{x} = \frac{\varepsilon_{c,3}}{x - x'} \text{ або } x' = x\frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c,3}}{\varepsilon_{cu,3}}. \text{ При } x = x_R \quad x' = x_R\frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c,3}}{\varepsilon_{cu,3}}.$$

Деформацію в бетоні розтягнутої зони знайдемо з подібності трикутників (рис. 1): $\frac{\varepsilon_{cu,3}}{x} = \frac{\varepsilon_{c,2}}{h - x}$, звідки $\varepsilon_{c,2} = \varepsilon_{cu,3}\frac{h - x}{x}$. При $x = x_R$ $\varepsilon_{c,2} = \varepsilon_{cu,3}\frac{h - x_R}{x_R}$.

Аналогічно можна знайти деформації в розтягнутій арматурі:

$$\frac{\varepsilon_{cu,3}}{x} = \frac{\varepsilon_{s(2)}}{d - x}, \text{ звідки } \varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3}\frac{d - x}{x}, \text{ або } \varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3}\frac{d - x_R}{x_R}.$$

Напруження в арматурі $\sigma_{s(1)} = \varepsilon_{s(1)}E_s = f_{yd}$; $\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)}E_s$.

Несучу здатність перерізу можна встановити, записавши умову рівноваги відносно точки O:

$$\Sigma M_0 = 0; \qquad -Ne + f_{yd}A'_s(d - a') + f_{cd}b\frac{x_R + x'}{2}\left(d - \frac{x_R + x'}{4}\right) = 0.$$

звідки необхідна кількість арматури стиснутої зони:

$$A'_s = \frac{Ne - f_{cd}b\frac{x_R + x'}{2}\left(d - \frac{x_R + x'}{4}\right)}{f_{yd}(d - a')}.$$

Спроектувавши всі сили на вісь X, отримаємо:

$$\Sigma X = 0; \qquad -N + f_{yd}A'_s + f_{cd}b\frac{x_R + x'}{2} - \sigma_{s(2)}A_s = 0, \text{ звідки необхідна кількість}$$

арматури розтягнутої зони: $A_s = \frac{-N + f_{yd}A'_s + f_{cd}b\frac{x_R + x'}{2}}{\sigma_{s(2)}}$.

Якщо в стиснутому бетоні перерізу напруження розглядати розподіленими не за білінійним законом, а у формі прямокутника (рис. 2), то несучу здатність перерізу встановлюють, записавши умову рівноваги відносно точки O: $\Sigma M_0 = 0$;

$-Ne + f_{yd}A'_s(d-a') + f_{cd}b\lambda x_R(d-0{,}5\lambda x_R) = 0$ або $-Ne + f_{yd}A'_s(d-a') + f_{cd}bd^2\alpha_R = 0$,

звідки необхідна кількість арматури стиснутої зони: $A'_s = \dfrac{Ne - f_{cd}bd^2\alpha_R}{f_{yd}(d-a')}$.

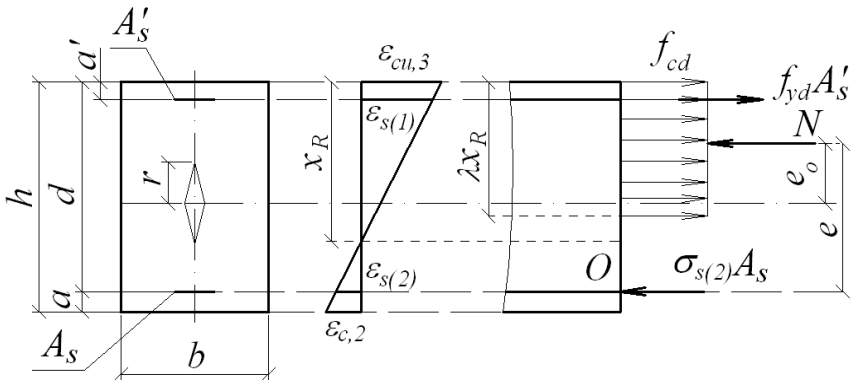


Рис. 2. Деформації і прямокутна епюра напружень при другій формі рівноваги

Спроектувавши всі сили на вісь X, отримаємо:

$\Sigma X = 0$; $\quad -N + f_{yd}A'_s + f_{cd}b\lambda x_R - \sigma_{s(2)}A_s = 0$,

звідки необхідна кількість арматури розтягнутої зони може становити:

$$A_s = \frac{f_{yd}A'_s + 0{,}8x_R f_{cd}b - N}{\sigma_{s(2)}}.$$

Часто буває так, що площа перерізу арматури стиснутої зони, обчислена за формулою $A'_s = \dfrac{Ne - f_{cd}bd^2\alpha_R}{f_{yd}(d-a')}$, має від'ємне значення, це означає, що стиснута арматура за розрахунком не потрібна, стиснутого бетону достатньо. Тоді, для продовження розрахунків необхідно прийняти $A'_s = 0$ і встановити дійсне

значення коефіцієнта α_m за формулою: $\alpha_m = \dfrac{Ne}{f_{cd} b d^2}$. За отриманим значенням α_m знаходять величину відносної висоти стиснутої зони бетону ξ.

Крім того, враховуючи, що напруження в розтягнутій арматурі в граничному стані досягнуть межі текучості, формула для обчислення її площі дещо видозміниться і матиме вигляд:

$$A_s = \frac{0{,}8\xi d f_{cd} b - N}{f_{yd}}.$$

Розглянемо приклад розрахунку за наведеною теорією: розрахувати колону, поперечний переріз якої 250 × 400 мм. Поздовжня сила 1000 кН, прикладена з ексцентриситетом e_o = 250 мм. Бетон С16/20, арматура А400С.

Вихідні дані: b = 250 мм; h = 400 мм; N_{Ed} = 500 кН; клас бетону С16/20, f_{cd} = 11,5 МПа; клас арматури А400С, f_{yd} = 365 МПа; a = 40 мм; a' = 40 мм; E_{cd} = 20 ГПа; ε_{cu3} = 3,23‰; ξ_R = **0,65**; ексцентриситет сили e_o = **250 мм**	
1	$d = h - a = 400 - 40 = 360$ мм.
2	$x_R = \xi_R d = 0{,}65 \times 360 = 234$ мм.
3	$\varepsilon_{c3} = f_{cd} / E_{cd} = 11{,}5 \cdot 10^6 / 20 \cdot 10^9 = 0{,}000575.$
4	$x' = x_R \dfrac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}} = 234 \dfrac{0{,}00323 - 0{,}000575}{0{,}00323} = 192{,}3$ мм.
5	$e = e_o + (0{,}5h - a) = 250 + (0{,}5 \times 400 - 40) = 410$ мм.
Розрахунок при дволінійній епюрі напружень у бетоні	
6	Площа арматури стиснутої зони: $A'_s = \dfrac{Ne - f_{cd} b \dfrac{x_R + x'}{2}\left(d - \dfrac{x_R + x'}{4}\right)}{f_{yd}(d - a')} =$ $= \dfrac{500 \cdot 10^3 \cdot 410 - 11{,}5 \cdot 250 \dfrac{234 + 192{,}3}{2}\left(360 - \dfrac{234 + 192{,}3}{4}\right)}{356(360 - 40)} = 425{,}5$ мм^2.
7	Площа арматури стиснутої зони $A'_s > 0$.
8	Площа перерізу розтягнутої арматури: $A_s = \dfrac{f_{yd} A'_s + f_{cd} b \dfrac{x_R + x'}{2} - N}{f_{yd}} =$

	$= \dfrac{365 \cdot 425{,}5 + 11{,}5 \cdot 250 \dfrac{234 + 192{,}3}{2} - 500 \cdot 10^3}{365} = 734{,}6 мм^2.$ За сортаментом підбирають арматуру стиснутої зони S' – 3∅14 А400С з $A'_{s,факт} = 461{,}6 мм^2$, розтягнутої зони S – 3∅18 А400С з $A_{s,факт} = 763{,}0 мм^2$ і конструюють переріз.
Розрахунок при прямокутній епюрі напружень у бетоні	
12	Площа арматури стиснутої зони: $A'_s = \dfrac{Ne - f_{cd} b d^2 \alpha_R}{f_{yd}(d - a')} = \dfrac{500 \cdot 10^3 \cdot 410 - 11{,}5 \cdot 250 \cdot 360^2 \cdot 0{,}385}{356(360 - 40)} = 527 мм^2.$
13	Площа арматури стиснутої зони $A'_s > 0$.
14	Площа перерізу арматури розтягнутої зони: $A_s = \dfrac{f_{yd} A'_s + 0{,}8 x_R f_{cd} b - N}{f_{yd}} =$ $= \dfrac{365 \cdot 527 + 0{,}8 \cdot 234 \cdot 11{,}5 \cdot 250 - 500 \cdot 10^3}{365} = 631{,}6 мм^2.$ За сортаментом підбирають арматуру: S' – (2∅12+1∅20)А400С з $A'_{s,факт} = 226{,}1 + 314{,}0 = 540{,}1 мм^2$, S – (2∅16+1∅18)А400С з $A_{s,факт} = 401{,}9 + 254{,}3 = 656{,}2 мм^2$ і конструюють переріз.

Розглянемо приклад розрахунку несучої здатності стиснутого елемента: визначити несучу здатність колони, поперечний переріз якої 250 × 400 мм. Поздовжня сила прикладена з розрахунковим ексцентриситетом e_o = 250 мм. Клас бетону С 16/20. Армування колони: S' – 2∅14А400С, S – 2∅22А400С.

Вихідні дані: b = 250 мм; h = 400 мм; клас бетону С16/20, f_{cd} = 11,5 МПа; клас арматури А400С, f_{yd} = 365 МПа; a = 40 мм; E_{cd} = 20 ГПа; $\varepsilon_{си3}$ = 3,23‰; $\xi_R = 0{,}65$; $\alpha_R = 0{,}385$; ексцентриситет сили $e_o = 250 мм$; S' – 2∅14А400С, $A'_s = 307{,}7 мм^2$, S – 2∅22А400С, $A_s = 759{,}9 мм^2$.	
1	$d = h - a = 400 - 40 = 360 мм.$
2	$x_R = \xi_R d = 0{,}65 \times 360 = 234 мм.$
3	$\varepsilon_{c3} = f_{cd} / E_{cd} = 11{,}5 \cdot 10^6 / 20 \cdot 10^9 = 0{,}000575.$
4	$x' = x_R \dfrac{\varepsilon_{си3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{си3}} = 234 \dfrac{0{,}00323 - 0{,}000575}{0{,}00323} = 192{,}3 мм.$
Розрахунок несучої здатності при дволінійній епюрі напружень у бетоні	
5	Момент відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури: $M_o = Ne = f_{yd} A'_s (d - a') + f_{cd} b \dfrac{x_R + x'}{2} \left(d - \dfrac{x_R + x'}{4} \right) =$

	$= 365 \cdot 307{,}7\left(360-40\right)+11{,}5\cdot 250\dfrac{234+192{,}3}{2}\left(360-\dfrac{234+192{,}3}{4}\right)=191{,}2$ **кНм.**
6	$e = e_o + (0{,}5h - a) = 250 + (0{,}5 \times 400 - 40) = 410$ **мм.**
7	$N = M_o / e = 191239783{,}906 / 410 = 466438{,}5$ **Н = 466,4 кН.**
8	Момент відносно осі, що проходить через центр ваги арматури стиснутої зони: $M_{o1} = Ne' = f_{yd} A_s \left(d-a'\right) - f_{cd} b \dfrac{x_R + x'}{2}\left(\dfrac{x_R + x'}{4} - a'\right) =$ $= 365 \cdot 759{,}9\left(360-40\right) - 11{,}5 \cdot 250\dfrac{234+192{,}3}{2}\left(\dfrac{234+192{,}3}{4}-40\right) = 47{,}9$ **кНм.**
9	$e' = e_o - 0{,}5h + a' = 250 - 0{,}5 \times 400 + 40 = 90$ **мм.**
10	$N = M_{o1} / e' = 47958743{,}9 / 90 = 532874{,}9$ **Н = 532,9 кН.**
11	З двох отриманих значень N (пп. 7 і 10) приймаємо менше. Отже, несуча здатність даної колони становить **466,4 кН.**
Розрахунок несучої здатності при прямокутній епюрі напружень у бетоні	
12	Момент відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури: $M_o = Ne = f_{yd} A_s' \left(d-a'\right) + \alpha_R f_{cd} b d^2 =$ $= 365 \cdot 307{,}7\left(360-40\right) + 0{,}385 \cdot 11{,}5 \cdot 250 \cdot 360^2 = 179{,}4$ **кНм.**
13	$N = M_o / e = 179390360 / 410 = 437537{,}5$ **Н = 437,5 кН.**
14	Момент відносно осі, що проходить через центр ваги арматури стиснутої зони: $M_{o1} = Ne' = f_{yd} A_s \left(d-a'\right) - 0{,}8 f_{cd} b x_R \left(0{,}4 x_R - a'\right) =$ $= 365 \cdot 759{,}9\left(360-40\right) - 0{,}8 \cdot 11{,}5 \cdot 250 \cdot 234\left(0{,}4 \cdot 234 - 40\right) = 59{,}9$ **кНм.**
15	$N = M_{o1} / e' = 59908800 / 90 = 665653{,}3$ **Н = 665,6 кН.**
16	З двох отриманих значень N (пп. 13 і 15) приймаємо менше. Отже, несуча здатність даної колони становить **437,5 кН.**

Література

1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України: ДБН В.2.6-98:2009. – Чинні від 01.06.11. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. **2.** Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування / Мінрегіонбуд України: ДСТУ Б В.2.6.-156: 2010 – Чинний від 01.06.11. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с. – Національний стандарт України. **3.** Eurocode-2: Design of concrete structures. – Part 1-1: General rules and rules for building: EN 1992-1-1. – [Final draft, december, 2004]. – Brussels: CEN, – 2004. – 225 p. – Європейський стандарт. **4.** Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморкалов Д.В. Розрахунок за міцністю перерізів, нормальних та похилих до поздовжньої осі, згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009: Навчальний посібник. – К.: КНУБА, 2012. – 62 с. **5.** Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунком за СНиП 2.0301-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаев, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтов та ін.; за заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків: Золоті сторінки, 2015. – 208 с.

УДК 621.396.6.019:536.5.001.24

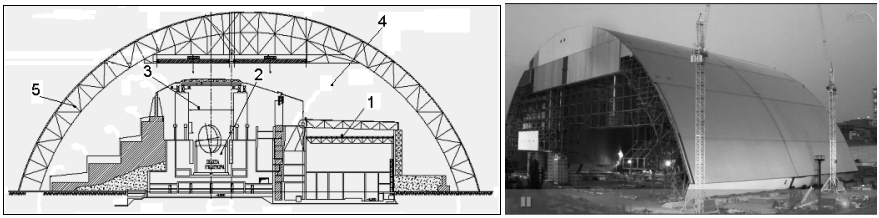
Круковский П.Г., Метель М.А., Полубинский А.С., Перепелица М.С.,
Институт технической теплофизики НАН Украины, г. Киев

КОНСТРУКЦИЯ И АНАЛИЗ ТЕРМОГАЗОДИНАМИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ НОВОГО БЕЗОПАСНОГО КОНФАЙНМЕНТА ДЛЯ ИЗОЛЯЦИИ «ОБЪЕКТА УКРЫТИЕ» ЧЕРНОБЫЛЬСКОЙ АЭС

В роботі розглядаються призначачення і конструкція Нового Безпечного Конфайнменту (НБК), що будується біля Обьекту «Укриття» (ОУ) Чорнобильської АЕС. Обгрунтовується необхідність аналізу та прогнозування сумісних термогазодинамічних та вологісних процесів в ОУ і НБК, які визначають 100-річний ресурс НБК.

This paper deals with the purpose and design of the New Safe Confinement (NSC) wich is building near Object "Shelter" (OS) of the Chernobyl nuclear power plant.The justification of necessity analyzing and forecasting providing for joint termogazynamic and humidyti processes in the OS and the NSC, which determine the 100-year lifetime for NSC.

В соответствии с Законом Украины [1] Новый Безопаснчй Конфайнмент (НБК) является защитным сооружением, которое включает в себя комплекс технологического оборудования для извлечения из разрушенного четвёртого энергоблока Чернобыльской АЭС материалов, содержащих ядерное топливо и систем, предназначенных для осуществления деятельности по преобразованию этого энергоблока в экологически безопасную систему и обеспечение безопасности персонала, населения и окружающей среды [2].



(а) (б)

Рис. 1. Схема НБК и ОУ (а) и частично собранный НБК (октябрь 2015г.) (б). На рис.(а): 1 - машинный зал, 2 - разрушенный реактор, 3 - центральный зал ОУ, 4 - основной объєм НБК, 5 – кольцевое пространство НБК.

В кольцевом пространстве и основном объеме предусматриваются системы вентиляции, которые должны обеспечить требуемый режим влажности (с целью снижения до минимума коррозии металлических конструкций кольцевого пространства) и предотвратить попадание аэрозольных выбросов в окружающую среду, которые могут внезапно возникнуть в основном объеме Арки при демонтаже конструкций ОУ.

Новый Безопасный Конфайнмент, который спроектирован и строится консорциумом VINCI Construction Grands Projets / Bouygues Travaux Publics NOVARKA (НОВАРКА) и будет закончен в конце 2016 года. Общие геометрические размеры Арки НБК составляют: высота около 109 м, длина около 164 м, ширина около 260 м. Объем воздуха между внутренней и внешней обшивками Арки НБК, называемый «кольцевое пространство» (рис.1, поз.1), составляет около 1,0 млн.м^3, а воздушная часть объема НБК внутри Арки НБК (рис.1, поз.5), называемая «основной объем НБК», около 1,4 млн. м^3. Объем Объекта «Укрытие» составляет около 1,0 млн. м^3. Общий вес Арки составляет около 33 тыс.тонн.

Одной из важных инженерных систем НБК является система вентиляции (рис.2), которая прежде всего должна обеспечить требуемый режим относительной влажности (не более 40%) и уровень превышения давления воздуха (50-75 Па) в кольцевом пространстве Арки НБК, а также вентиляцию и поддержание слабого вакуума (≈ -5 Па) в основном обьеме Арки НБК при различных метеорологических условиях. Необходимость поддержания низкого уровня относительной влажности в кольцевом пространстве Арки НБК продиктована требованием снижения до минимума коррозии металлических конструкций, расположенных в кольцевом пространстве, для обеспечения 100-летнего ресурса Арки НБК.

Система вентиляции состоит из двух подсистем,- посдситемы вентиляции и осущения кольцевого пространства для обеспечения указанного выше уровня относительной влажности воздуха и подсистемы вентиляции основного обьема

НБК для обеспечения поступления свежего воздуха в места работы персонала НБК и отвода воздуха из мест с наибольшим количеством радиоактивных аэрозолей, прежде всего пространство над ОУ. Посдситема вентиляции кольцевого пространства состоит из коллектора, нагнетающего свежий осушенный и подогретый воздух и девяти контуров рециркуляции и дополнительного подогрева воздуха.

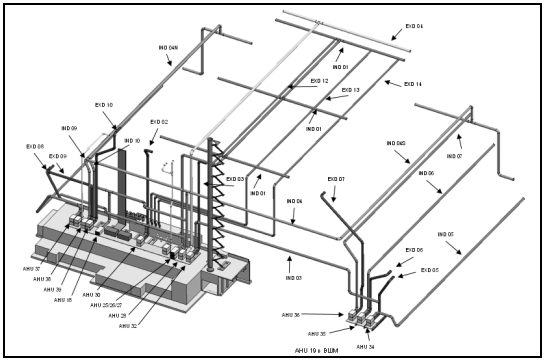


Рис.2 Схема системы вентиляции НБК

Поскольку влажностный режим воздушных обьемов Арки НБК напрямую зависит от температурного и газодинамического режимов в этих обьемах, то для детального анализа работоспособности системы вениляции НБК необходима разработка инструмента, способного выполнить такой анализ. В качестве такого инструмента было выбрано трехмерное CFD (Computational Fluid Dynamic) компютерное моделирование.

Температурно - влажностный режим в кольцевом пространстве Арки НБК, основном объеме и в строительных конструкциях ОУ формируется в результате сложного взаимодействия происходящих там аэродинамических и тепломассообменных процессов. Это процессы теплопроводности через элементы строительных конструкций, конвективный теплообмен между воздушными потоками и поверхностями Арки НБК и ОУ, смешение поступающих в объем кольцевого пространства и основной объем Арки НБК (а

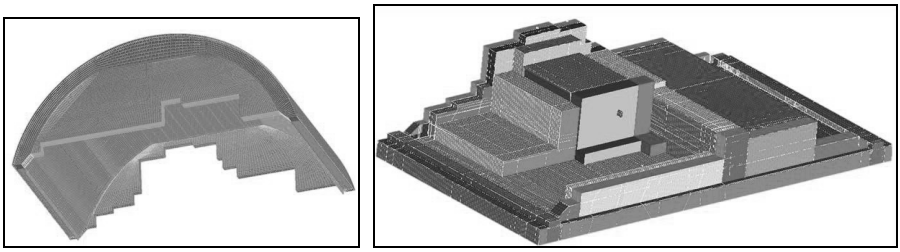
также отводимых из указанных объемов) воздушных потоков с различной температурой и влажностью, тепло, поступающее в основной объем из ОУ.

Основным источником теплопоступления в КП в летний период является солнечная радиация и конвективный теплоподвод от ветрового потока, воздействующего на внешнюю поверхность Арки. В зимний период основными механизмами теплоотвода с внешней поверхности Арки в окружающее пространство также является радиационно-конвективный теплоперенос.

Другими источниками теплопоступления в кольцевое пространство являются потоки осушенного и подогретого воздуха, нагнетаемого из окружающей среды, а также подогреваемые рециркуляционные воздушные потоки. Эти воздушные потоки формируются путем отбора воздуха из кольцевого пространства, его подогрева до определенной температуры и последующего возвращения в объем кольцевого пространства. Отвод теплоты из кольцевого пространства, кроме теплопотерь в зимний период, происходит также за счет инфильтрационных перетоков воздуха через неплотности в оболочках арочных конструкций во внешнее воздушнюю среду и основной объем Арки НБК. Указанные воздушные перетоки возникают вследствие организации повышенного давления (на 50÷75 Па) относительно окружающей среды) в кольцевом пространстве, что должно исключить неорганизованное проникновение в кольцевое пространство влажного воздуха из внешней среды, а также исключит проникновение радиоактивных аэрозольных выбросов из основного объема через кольцевое пространство в окружающую среду.

Температурно-влажностный режим основного объема Арки НБК должен быть таким, чтобы давление в нем было несколько ниже, чем давление воздуха в кольцевом пространстве, а также в окружающем пространстве. При таких условиях исключается самопроизвольный переток загрязненного воздуха из основного объема Арки НБК во внешнюю окружающую среду и межарочное кольцевое пространство, в котором необходимо поддерживать требуемые тепловлажностные условия воздушной среды.

Для выполнения работы была создана трехмерная CFD- модель, включающая в себя как части модели Арки НБК, так и всех объектов под Аркой, включая Обьект «Укрытие», грунты и фундаменты (рис.3). Расчетная сетка гексаэдральной формы для такой модели НБК состояла примерно из 4 млн. расчетных ячеек и была отобрана в результате сравнения с сетками примерно в 1,5 раза меньшим и большим количеством расчетных ячеек.



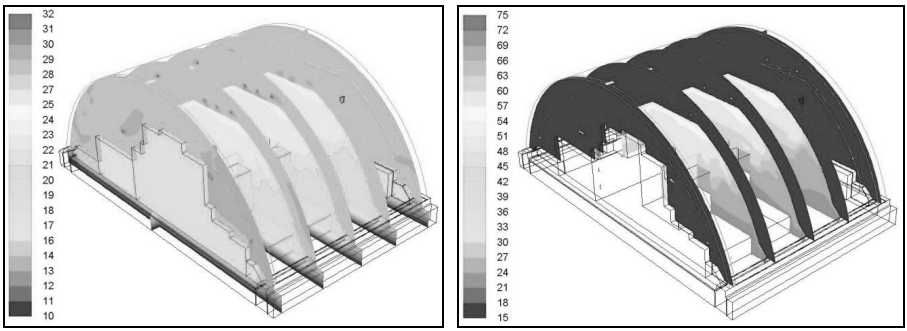
а б

Рис.3 Части геометрических и сеточных моделей Арки НБК (а) и всех объектов под Аркой, включая Обьект «Укрытие», грунты и фундаменты (б)

Воздухо- и влагообмен между основным объемом и окружающей средой осуществлялся посредством системы вентиляции и протечек воздуха и влаги из окружающей среды через щели между вертикальными стенами Арки НБК и строительными конструкциями ОУ. Температура грунта на глубине 15 м стабильная и принималась равной 10°С. Работоспособность и достоверность компьютерной модели была показана путем сопоставления (верификации) результатов расчетов, полученных с помощью более простых моделей.

Разработанная и кратко описанная выше модель термогазодинамических и влажностных процессов в воздушных обьемах Арки НБК, всех строительных конструкциях ОУ и фундаментах и грунтах под ними была использована для детального анализа распределения температур и влажности в кольцевом и основном объемах НБК и ОУ при различных климатических условиях в стационарных и нестационарных режимах, а также прогнозировании

тепловлажностного состояния ОУ и НБК при отказах различных частей вентиляционного оборудования. На рис.4 приведен пример такого распределения температур и влажности в кольцевом и основном объемах НБК и ОУ при стационарном режиме в летнее время при температуре окружающего воздуха 30 ^{0}С, относительной влажности 100% и отсутствии ветра.



а б

Рис.4 Распределения температур (а) и влажности (б) в кольцевом и основном объемах ОК и НБК.

Проведенные исследования показали, что система вентиляции в целом работоспособна в диапазоне заданных климатических условий с изменением температуры окружающего воздуха от -22 до + 30 ^{0}С, относительной влажности от 50 до 100% и силе ветра от 0 до 25 м/с. Временное превышение уровня влажности в кольцевом пространстве наблюдалось лишь при силе ветра, превышающем 7,2 м/с.

Література

1. Закон України «Про загальні засади подальшої експлуатації і зняття з експлуатації Чорнобильської АЕС та перетворення зруйнованого четвертого енергоблоку цієї АЕС на екологічно безпечну систему». № 309-XIV 11.12.98 р.

2. Концептуальный проект нового безопасного конфайнмента, Чернобыльская Атомная Электростанция – Блок 4, Государственное Специализированное Предприятие “Чернобыльская Атомная Электростанция (ГСП ЧАЭС)”, Киевская обл ., Украина, 2003 г.

УДК 624.0.12.464.3

Куцик О.В., к.т.н., доцент **Журавський О.Д.,**
Київський національний університет будівництва і архітектури

АНАЛІЗ ВИКОРИСТАННЯ ВИСОКОМІЦНОГО БЕТОНУ У СУЧАСНОМУ БУДІВНИЦТВІ

Виконано аналіз використання сучасних високоміцних бетонів у світовій практиці. Проаналізовано переваги та недоліки високоміцних бетонів. Визначені перспективи використання високоміцних бетонів у будівельній галузі України.

Ключові слова: високоміцний бетон, однорідність бетонної суміші, міцність бетону на стиск.

The analysis of the use of modern high-strength concrete in the world. Advantages and disadvantages of high-strength concrete. The identified prospects of high-strength concrete in the construction industry in Ukraine.

Keywords: High-strength concrete, concrete mix homogeneity, the strength of concrete in compression.

Будівництво висотних будівель, інженерних споруд, мостів, тунелів та інших споруд вимагає застосування ефективних будівельних матеріалів, які повинні відповідати певним техніко-економічним вимогам. Таким матеріалом є високоміцний бетон. Висока механічна міцність, корозійна стійкість і стійкість до впливу агресивного середовища, газо- і водонепроникність ставлять високоміцний бетон поза конкуренцією при порівнянні з традиційними бетонами.

Сучасне будівництво характеризується збільшенням поверховості будівель, при цьому зростають навантаження на несучі конструкції.

На даний момент в європейських країнах до високоміцних бетонів відносять бетонні суміші з міцністю на стиск від 60 до 130 МПа. Такі бетони виготовляються чітко за розробленими нормами і правилами, що наведенні у нормативних документах різних передових країнах. Застосовуючи розмір зерен в'яжучого до 600 мкм та зменшуючи водо-цементне співвідношення до 0,15, досягається міцність бетону до 200 МПа. У цьому випадку говорять про надміцні бетони.

Уперше вираз «високоміцний бетон» був використаний у 1929 р. в США, де для будівництва висотних будівель досліджувались нові бетони та їх компоненти, міцність на стиск яких досягала 130 МПа. В Європі, а саме у Німеччині, перші високоміцні бетони були отримані в 40-х роках минулого століття. В 1966 р. в лабораторних умовах було отримано бетон з міцністю на стиск 140 МПа, а в 1988 р. в промислових умовах виготовлялись тюбінги з бетону класу В85.

Перші високоміцні бетони виготовляли, використовуючи жорсткі суміші, використовуючи специфічні способи ущільнення та автоклавне твердіння. Було виявлено, що в бетоні найслабшим компонентом є цементний камінь. Міцність в цьому випадку пропорційно залежить від водо-цементного співвідношення. Тому його зниження було першим завданням перед проектувальниками. Використання сучасних пластифікаторів дає можливість значно збільшити міцністні характеристики бетонів.

Експериментальні дослідження показали, що при використанні високоміцних бетонів для несучих елементів будівель каркасного типу забезпечує хорошу сейсмічну стійкість споруд. Розміри поперечного перерізу конструктивних елементів з високоміцного бетону менші, що призводить до зниження власної ваги та покращення економічної ефективності будівництва. Висока міцність бетону також ефективна для виготовлення конструкцій з попереднім напруженням. При цьому забезпечується використання високоміцних арматурних стержнів і канатів, що значно підвищує жорсткість елементів та їх тріщиностійкість. Завдяки цьому попередньо-напружені залізобетонних конструкцій застосовують у великопрогонових та габаритних спорудах. Використання високоміцних бетонів із високою щільністю ефективне для конструкцій, які піддаються впливу циклічних та вибухових навантажень. Серед основних особливостей високоміцного бетону є водонепроникність і стійкість до корозії, що забезпечує надійність та довговічність залізобетонних конструкцій.

Приклади сучасних будівель та споруд з використанням високоміцних бетонів наведено в табл. 1.

Таблиця 1

Приклади застосування високоміцного бетону у сучасному будівництві

№ п/п	Місце будівництва	Зображення
1	Башта Бурдж Халіфа Дубай, ОАЕ	
2	Башти PETRONAS в Куала-Лумпур, Сінгапур	
3	Башти комплексу Федерація, Москва, Росія	
4	Залізничний міст Цинма, Гонконг, Китай	
5	Sky City, Чанша, Китай, (найвища будівля Китаю)	

6	Дві башти житлового комплексу висотою 121,9 метрів є найвищими в Лос-Анжелісі, США	
7	«Two Union Square», Сіетл, США.	
8	«Two Prudential Plaza», Чикаго, США.	
9	Міст Еразма, Роттердам, Голандія	
10	Жуньянський міст, Китай	

11	Міст-акведук, Магдебург, Німеччина	

Високоміцний бетон має такі переваги:

- використання типізованої опалубки для виготовлення колон в умовах заводського виробництва, для різноманітних навантажень, можливість виготовлення колон для усіх поверхів, що дає можливість застосовувати при монолітному будівництві високоміцний бетонів на нижніх поверхах;
- при роботі на згин спостерігається зменшення робочої висоти перерізу або збільшення несучої здатності конструкцій;
- зменшення витрати бетону та арматури і, відповідно, економії витрат на транспортування і монтаж конструкцій; більш рання розпалубка і попереднє обтиснення; пришвидшується час набору початкової міцності, що дозволяє раніше розпочати експлуатацію елемента;
- висока щільність, водо- і газонепроникність за рахунок низького вмісту капілярних пор;
- можливість створення різноманітних перерізів елементів при збільшенні довжини прольоту конструкцій, що працюють на згин;
- підвищена зносостійкість;
- зменшення розмірів поперечного перерізу елементів, що призводить до зменшення витрат на опалубку;
- стійкість до агресивних середовищ за рахунок високої щільності.

Однак при беззаперечних перевагах високоміцного бетону, варто пам’ятати і про його недоліки:

- характер руйнування елементів з високоміцного бетону через високу міцність і жорсткість є крихким, тому вимагається передбачення

спеціальних заходів при проектуванні і конструюванні конструкцій з нього для забезпечення надійної експлуатації будівель;

- самоущільнювальні та литті суміші бетонів, як правило мають високу усадку, величина якої може досягати до 0,8…1,0 мм/м.

Для виготовлення та виробництва високоміцних бетонів промисловість повинна використовувати якісні матеріали, а саме:

- тонкомолотих компонентів.
- інертних заповнювачів потрібних фракцій та чистоти;
- високоактивного і стабільного цементу;
- сучасних пластифікуючи добавок.

Висновок. Прикладів використання високоміцного бетону в Україні дуже мало, тому це питання є актуальним. Базуючись на світовому досвіді використання високоміцного бетону, необхідно розробляти конструкції на основі цього бетону, удосконалювати методи розрахунку та проектування.

Література

1. Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. Высокопрочный бетон // М.: Стройиздат, 1971. –196с.
2. Баженов Ю.М. Новый век: новые эффективные бетоны и технологи / Ю.М. Баженов, В.Р. Фаликман // Материалы I Всероссийской конференции по бетону и железобетону. - М., 2001.
3. Батраков В.Г., Башлыков Н.Ф., Бабаев Ш.Т. и др. Бетоны на вяжущих низкой водопотребности // Бетон и железобетон. 1988. - №11. - С.4-6.
4. Юдович Б.Э. Цементы низкой водопотребности: новые результаты и перспективы / Б.Э.Юдович и др. // Цемент и его применение.- 2006.- Июль-август.- С.80-84.
5. Батраков В.Г. Модифицированные бетоны. М.: АО «Астра семь», 1998, 768с.
6. Бутт Ю.М. Химическая технология вяжущих материалов / Бутт Ю.М., Сычев М.М., Тимашев В.В. М., Высш.шк. 1980- 472 с.
7. Дворкин Л.И. Эффективные цементно-зольные бетоны / Дворкин Л.И., Дворкин О.Л., Корнейчук Ю.А.- Ровно. - 1998. - 195 с.
8. Саницький М.А. Структуроутворення композиційних портландцементів з хімічними додатками / Саницький М.А., Шевчук Г.Я., Хаба П.М. // Хімія, технологія речовин та їх застосування.Вісник Державного університету “Львівська політехніка”.- Львів, 1997.- №316.- с.195-197.

УДК 624.012

Постернак О.М., Постернак М.М.,
Київський національний університет будівництва і архітектури

РАЦІОНАЛЬНИЙ ВИБІР ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ВРАХУВАННЯМ НАДІЙНОСТІ

У статті запропонована методика ефективного вибору методів підсилення залізобетонних балок з врахуванням різних факторів, в тому числі надійності конструкції. У статті наведений загальний алгоритм визначення раціонального методу підсилення залізобетонних балок

Ключові слова: методи підсилення, залізобетонні балки, ефективність, надійність, фіброармований пластик.

In the article there is represented the choice of effective methods strengthening of reinforced concrete beams based on various factors, including the design reliability. The paper presents a general algorithm for determining a rational method of strengthens of reinforced concrete beams.

Keywords: methods of strengthening, reinforced concrete beam, efficiency, reliability, fibre-reinforced plastic.

Вступ. В процесі експлуатації будівель і споруд будівельні конструкції пошкоджуються внаслідок корозії арматури і руйнування бетону, що приводить до зниження несучої здатності і як наслідок до зменшення показників показники надійності та довговічності.

Підсилення - основний засіб збільшення тривалості експлуатації конструкцій, особливо при реконструкції. У деяких випадках витрати на підсилення можуть досягати значних розмірів і тому перед проектувальниками ставиться завдання довести його економічну доцільність. Тільки після визначення вартості матеріалів і трудомісткості, а також тривалості робіт по реконструкції можна остаточно вирішити, чи раціонально виконувати підсилення[8]

Постановка задачі. Вибір ефективних методів підсилення конструкцій дозволяє в найкоротший термін, без зупинки виробництва або з мінімальними перервами виконати роботи по реконструкції з урахуванням умов експлуатації. Порівняння варіантів підсилення проводиться за наступними показниками:

маса елементів підсилення; вартість основних матеріалів, необхідних для посилення; трудомісткість і вартість виготовлення; трудомісткість і вартість виконання робіт з підсилення; втрати прибутку через зупинку виробництва на ділянці виконання робіт.[6]

Але треба зазначити, що як і при новому будівництві, так і при підсиленні основною задачею перед проектувальником залишається забезпечення безвідмовної роботи будівельних конструкцій та всієї будівлі цілому. Тому при виборі методи підсилення пропонується врахувати додатково імовірність відмови підсиленої конструкції та економічні і соціальні втрати при її руйнуванні. [7]

Предмет дослідження. Для дослідження прийняті найпоширеніші методи підсилення залізобетонних балок, а саме:

- підсилення в стиснутій зоні шаром нарощування фібробетоном або залізобетону
- підсилення в розтягнутій зоні додатковою арматурою
- підсилення в розтягнутій зоні фіброармованими пластиками.

Викладення основного матеріалу. Нормативні документи [4,5] передбачають використання двох підходів для визначення стискаючих напружень в перерізах згинальних елементів. Перший – метод граничних зусиль, котрий використовує спрощені діаграми стану бетону та арматури, другий – деформаційна методика, котра є більш сучаснішою і в більшій мірі відповідає дійсній роботі конструкцій.

Використання такої деформаційної моделі для розрахунку підсилених залізобетонних конструкцій, надає певні переваги над методом граничних зусиль. А саме дозволяє в повній мірі враховувати залишкові деформації і напруження в конструкції, що підсилюється. Ці деформації виникають за рахунок не повного розвантаження конструкції. Крім, цього, за період

експлуатації залізобетонного елементу напружено-деформований стан відрізняється від початкового.

Також при підсиленні обов'язково необхідно враховувати вплив дефектів та пошкоджень, тобто визначити категорію технічного стану конструкції. Після чого можна визначити несучу здатність елемента за рахунок зменшення міцністних характеристик матеріалів існуючої конструкції та геометричних характеристик. Але для простоти розрахунку пропонується використовувати загальним понижуючим коефіцієнт, що залежить від категорії технічного стану конструкції. Отже, несучу здатність підсиленої конструкції умовно можна записати наступним чином:

$$R_s = R_c - (k \cdot R_{ex}) \quad (1)$$

R_s – фактична несуча здатність;

R_c – несуча здатність підсиленої конструкції без врахування дефектів та пошкоджень;

k – понижуючий коефіцієнт впливу зношення;

R_{ex} – несуча здатність існуючої конструкції без врахування дефектів та пошкоджень.

Але маючи різні методи підсилення та різні підходи до детермінованого розрахунку, важко виконати ефективний та раціональний вибір. Розрахунок конструкцій, який враховував би їх реальну поведінку при експлуатації, доцільно проводити на базі теорії надійності, яка ґрунтується на ймовірнісних методах. Останні дозволяють дати більш об'єктивну оцінку конструкції про її придатність до нормальної експлуатації. Методи теорії надійності дають теоретичне підгрунтя для правильної організації збору та обробки статистичних даних, до яких відносяться впливи на споруди, характеристики матеріалів і конструкцій з них та інші параметри [1]. Тому при ефективному виборі методів підсилення треба враховувати фактор надійності при кожному можливому випадку.

Для кількісної оцінки впливу цього фактору на економічну ефективність пропонується додавати до вартості підсилення витрати на збитки від руйнування даної конструкції за формулою:

$$C = C_m + C_r \tag{2}$$

де

$$C_r = P_f \cdot C_f \tag{3}$$

C – загальна вартість підсилення;

C_m – вартість матеріалів підсилення;

C_r – додаткові витрати залежно від надійності конструкції;

P_f – імовірність відмови конструкції;

C_f – загальні витрати від можливих збитків, що можуть виникнути при відмові певної конструкції.

Значення P_f можливо визначити при ймовірнісному розрахунку. Основні принципи розрахунку наведені в ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» [3].

Відповідно нього розрахункові умови реалізації відмови в узагальненому вигляді записуються у виді функції працездатності g, яка враховує параметри $\tilde{x}_i$, що характеризують випадкові значення впливів $\tilde{F}$, характеристик міцності $\tilde{f}$, геометричних характеристик $\tilde{a}$, часу T та інші фактори:

$$g(\tilde{x}_1, ..., \tilde{x}_n) < 0 \tag{4}$$

Основним показником надійності є ймовірність відмови $P_f(T_{ef})$, тобто ймовірність того, що за встановлений час виникне відмова заданого виду

$$P_f(T_{ef}) = Prob\{g(\tilde{x}_1, ..., \tilde{x}_n) < 0 / T_{ef}\}$$

5)

де символ $Prob\{A/T\}$ визначає ймовірність реалізації події A протягом часу T.

Недоліком цього підходу можна вважити складність реалізації, а саме визначення статичних даних всіх міцністних, геометричних та деформаційних характеристик конструкцій, а також значення навантажень [2].

Використовуючи вище наведені положення, пропонується методика за схемою представленою на рис.1.

Сутність методики полягає у виборі методів посилення на підставі моделей техніко-економічних показників [9] .

Рис. 1. Загальний алгоритм визначення раціонального підсилення залізобетонних балок

Висновки

У практиці виробництва робіт з підсилення залізобетонних згинальних елементів найбільше розповсюдження отримали методи підсилення в стиснутій зоні шаром нарощування фібробетону або залізобетону, підсилення в розтягнутій зоні додатковою арматурою та підсилення в розтягнутій зоні фіброармованими пластиками.

Запропонована методика вибору раціонального підсилення залізобетонних балок дозволить знизити трудомісткість і вартість виконаних робіт зі збереження надійності та довговічності конструкції.

Література

1. Валовой О. І., Єрьоменко О. Ю., Валовой М. О. Оцінка типових дефектів при улаштуванні підсилення залізобетонних елементів нарощуванням //Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2013. – №. 25. – С. 682-687.
2. Валовой О.І., Валовой М.О.,Єрьоменко О.Ю. Ймовірнісний підхід в оцінці надійності будівельних конструкцій./Гірничий вісник: зб.наук. пр./ДВНЗ «Криворізький національний університет» - Кривий ріг,2013 с. 113-115.
3. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – Київ , 2011.
4. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – Київ , 2011.
5. ДСТУ В.2.6-98-2011. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – Київ , 2011.
6. Жуков А.Н. Сравнение способов усиления железобетонных консолей колонн по технико-экономическим показателям /А.Н. Жуков // Молодой ученый. — 2014. — №11. — С. 49-51.
7. Постернак О.М. Дослідження впливу коефіцієнта за призначенням на рівень надійності підсилених згинальних залізобетонних елементів. / О.М. Постернак // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник / Відповід. ред. М.М. Осєтрін. – К. : КНУБА, 2014. – Вип. 58. – С. 431 – 440.
8. Усиление стальных каркасов одноэтажных производственных зданий при их реконструкции [Текст] / В. Н. Валь, Е. В. Горохов, Б. Ю. Уваров. - Москва : Стройиздат, 1987. с. 218
9. Хохрякова Д.А. Методика выбора рационального метода усиления железобетонных колонн / Д.А. Хохрякова, С.В. Кожемяка, Д.А. Тахтай // Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури. - 2008. - Вип. 2008-3(71). - С. 48-52

УДК 624.044.3

Y. Veriuzhski. J. Gigineishvili, A. Petrenko, T. Matsaberidze
„PROGRESI" the International Scientific-Technical Group

Friction and sliding process modeling in weldless joints of the structural elements by numerical and analytical potential end finite element method "LIRA-SAPR 2014"

The vast majority of structural solutions currently applied in joints of reinforced concrete elements are performed by welding. As limitation in joints of both precast and cast-in-situ concrete structures implemented by means of manual electric-arc welding or semiautomatic bath welding is considered the emergence of residual stresses with the maximum value, which according to the test results carried out by (RF) Concrete and Reinforced Concrete Research Institute may reach up to 65% yield strength of rebars [1,2].

Weldless RC joints are referred those with a force transfer from one joint element to another by means of mechanical joining of reinforcement (image 1) [2, 3, 4]. This type of joints secures rapidity and minor labor inputs when performing joints without decreasing the strength of joint elements.

In theoretical studies and design practices the design values of indicated details are performed based on simplified diagrams not providing the exact image of stresses distribution in joints.

The most typical feature of weldless joint performance under big tensions is the force that is transferred from a screw rebar to a buckle by means of reinforcement shear and bearing stress cross projections: hence, here appears the necessity of considering the profile when defining mode of deformation of rebar and its sliding effect on contact surfaces.

Currently, in terms of computer modeling and numerical methods development for deflected mode of structures, realization of effective algorithms, modeling interaction of contacting elements in the process of deformation, is reasonably implemented by means of numerical and analytical potential method, where one of the most basic moments for formulation of contact objectives is the method through which the topological expressions of interacting elements joints within contact limit are determined.

Design diagram can be presented as a composite construction with the design elements, which is the screw rebar and the buckle.

For obtaining resolving relations of numerical and analytical potential method, each element of the composite construction is refereed as a separate body Sk (k=1, 2,…, n) with the outer boundary Γk and interface areas Γk1 and between the elements Sk and S1. When separating S1 from endless areas of S in compliance with physical and mechanical properties of materials and using the universal auxiliary ratio describable by the Kelvin formulas [5, 6, 7], for solving boundary problem we build up an integral representation of the components for the arbitrary point $k\varepsilon s$. In the

process of linear deformation of materials the body forces can be omitted which shall lead to the following formulas by Somilyan:

$$U_i = P_j(N) \int_\Gamma U^*_{ij}(K,N)d\Gamma - U_j(N) \int_\Gamma P^*_{ij}(K,N)d\Gamma, \qquad (1)$$

Wherein

$U^*_{ij}(K,N)_и_P^*_{ij}(K,N) -$ are the components of displacement and the stresses of auxiliary state.

$U_j(N), P_j(N) -$ are the conformable components of fundamental states of N points, placed on the design elements boundary.

When approximating the boundary surface of each design element by linear sections Γl and Γm, in the range of which the density of assumed function we believe is constant, we can get the following algebraic analogue of the Solilyan's formula:

$$U_i(K) = \sum_{l=1}^{S1} P_j(N_1) \int_{\Gamma_l} U^*_{i\,j}(K,N_1)d\Gamma_1 - \sum_{l=1}^{S2} U_j(N_1) \int_{\Gamma 1} P^*_{i\,j}(K,N_1)d\Gamma_1 +$$

$$+ \sum_{m=1}^{S3} P_j(N_m) \int_{\Gamma_m} U^*_{i\,j}(K,N_m)d\Gamma_m - \sum_{m=1}^{S4} U_j(N_m) \int_{\Gamma 1} P^*_{i\,j}(K,N_m)d\Gamma_m \qquad (2)$$

When applying the Coulomb's law (inverse-square law) on friction of contact surfaces, we get the following:

$$\tau = F * \sigma^{(n)} \qquad (3)$$

Wherein τ and $\sigma^{(n)}$ are tangent and normal forces appearing in every contact point: F = ratio of the friction force.

If on contact surface Γm the shearing stresses are expressed by normal friction ratio (3), then the formula (2) shall be as follows:

$$U_i(K) = \sum_{l=1}^{S1} P_j(N_1) \int_{\Gamma_l} U^*_{i\,j}(K,N_1)d\Gamma_1 - \sum_{l=1}^{S2} U_j(N_1) \int_{\Gamma 1} P^*_{i\,j}(K,N_1)d\Gamma_1 +$$

$$+ \sum_{m=1}^{S3} P_j(N_m) \int_{\Gamma_m} U^*_{i\,j}(K,N_m)d\Gamma_m + F \int_{\Gamma_m} U^*_{i2}(K,N_m)d\Gamma_m$$

$$- \sum_{m=1}^{S4} U_j(N_m) \int_{\Gamma 1} P^*_{i\,j}(K,N_m)d\Gamma_m \qquad (4)$$

Such iterative process is continued till reaching allowable values at local points of transferring contact stresses to all contact sections by means of shearing stresses. When calculating the proposed procedure, redistribution shall take place at the expense of increasing normal forces and decreasing shearing (tangential) forces, due to calculating friction ratio as equal to F=0.3, for contact surfaces in the range of each section.

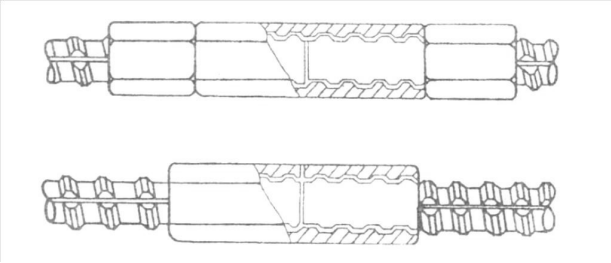


Image 1: Bar reinforcement connection with a screw profile by means of joints:

a) w/ lock-nuts tightening;

b) w/ filling gaps by epoxy compound.

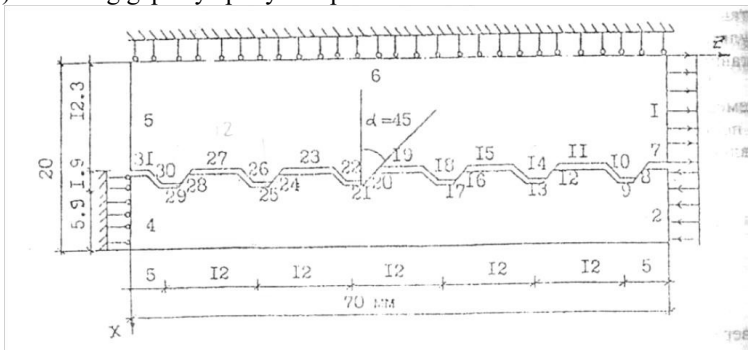


Image 2

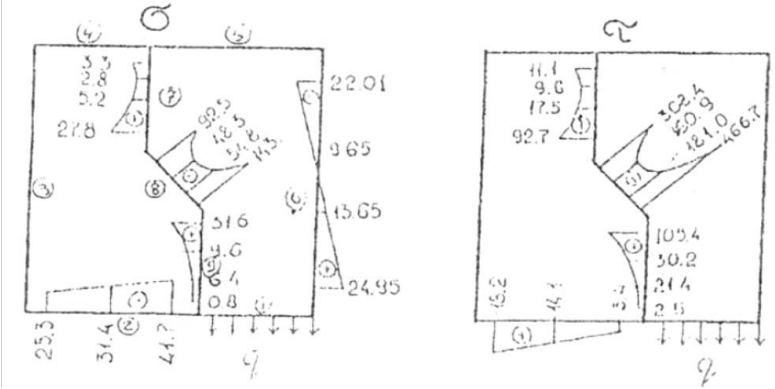


Image 3: Distribution of stresses σ and τ on contact surfaces of elementary fragment of a screw reinforcement and a buckle without accounting the friction ratio.

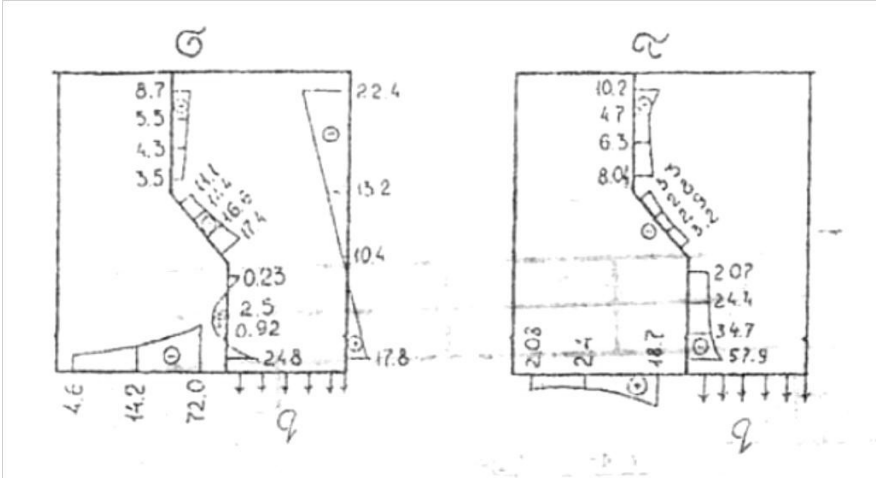


Image 4: Distribution of stresses σ and τon contact surfaces of elementary fragment of a screw reinforcement and a buckle without accounting the friction ratio.

The next important stage of such iterative process modeling is the modeling of contact surfaces sliding at full absence of shearing (tangential) forces on sections:

$$P_2^{(1)} = P_2^{(2)} = \emptyset \qquad (7)$$

In this case, the full reactive stress in the range of fragments of contact surfaces is only normally transferred.

In accordance with the proposed methodology, the design model of interaction between the screw reinforcement and a buckle is composed; their boundaries consist of 31 fragments marked with numbers (Image 2). Boundary states remain unchanged in the range of each fragment. Fragment 6 is given a symmetry condition; the fragment 4 shows the lack of normal displacement.

Joint behavior of the reinforcement and the buckle is provided by contact on fragments 8, 12, 16, 20, 24, 28. The absence of stresses is assumed on the rest lines of contacts on fragments 7-31.

Images 3 and 4 – design diagram as a result of calculation done with and without accounting the friction ratio on a contact surface for the elementary fragment of cross projection of the reinforcement bar and the buckle.

Besides, there is no displacement in all directions on fragment 2, whilst fragment 6 shows only normal displacement.

Emergence of tensile stresses on fragment 9 proves that on given fragment, there is the state (7) realized; derived solution requires a relevant correction for the next step of calculation.

Numerical studies had been carried out for the whole construction with changing thickness of the buckle. It should be noted that the stress pattern of cross projections did not substantially change. The resulted graphics of distribution of

forces between the screw reinforcement ribs and the buckle (Image 5a) shows that by increasing the thickness of the buckle by 2 mm, the concentration of stresses on cross projections gets like unevenly distributed, thus in a less degree as compared with the previous task (Image 5b).

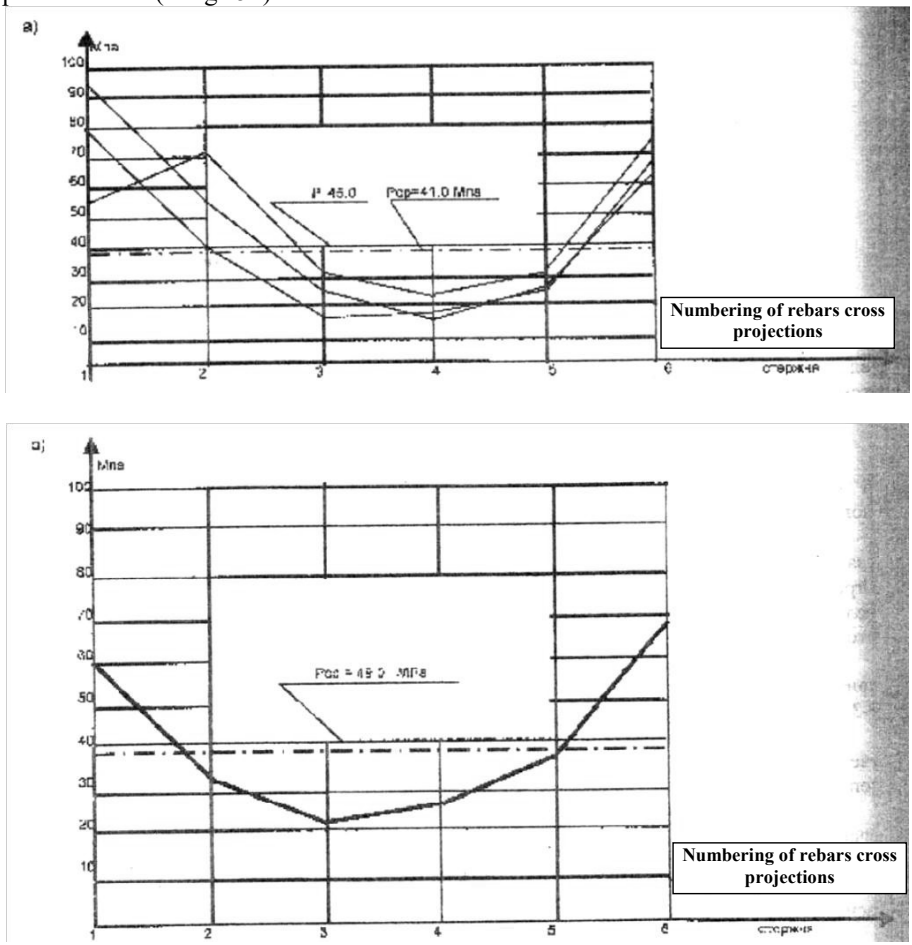


Image 5: the diagram of forces distribution between the bearing surfaces of screw reinforcement and a socket joint.

a) In case of lock-nuts tightening;
b) When applying the epoxy compound.

In these specific states of numerical analysis the most reasonable is the use of 70 mm long buckles together with corresponding thickening of the buckle section on the fragment 4 (Image 2). This makes the distribution of stresses possible in the

buckle more evenly and provides necessary stiffness. Numerical analysis in joint behavior of screw reinforcement and a buckle enables to design the optimal structures that in massive production of such joints are the guarantee of its high economical efficiency.

Such approach at transferring outer stress from one to another element through the contact surfaces makes possible to carry out the calculation of tangential sliding of contact surfaces relatively to one another with any previously known friction ratio.

The numerical and experimental studies carried out made possible to make a conclusion that for reinforcement bars d=25mm, the length of anchorage in turn buckles makes 70 mm; when applying proposed cylindrical s (3, 4) for joining reinforcement projections with epoxy filler compound at the length of anchorage=5d, the stresses exceed the rebar yield strength for the class AIII, at the length of anchorage=7, 5 - 8d - the tensile failure of rebars is reached.

The results of computer modeling and structural design by using "LIRA-CAD 2014":

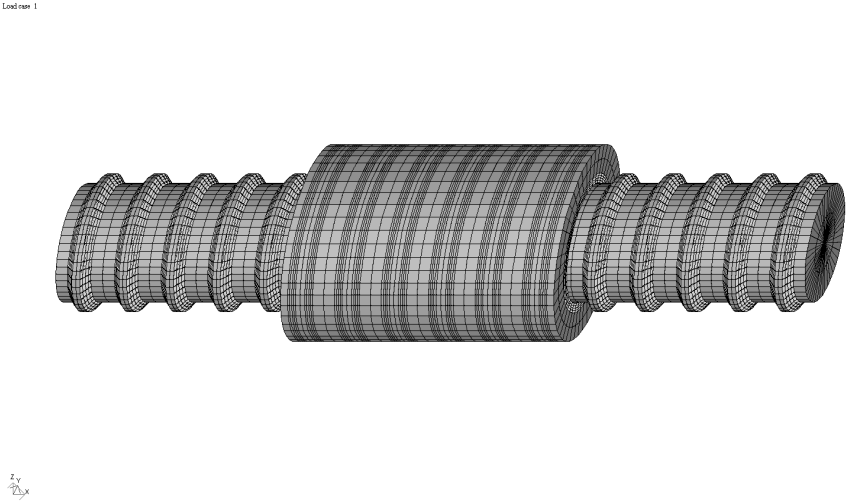


Image 6: the structural design model of reinforcement bars (d=25mm) and their socket joint with the FE software complex of the "LIRA-CAD 2014".

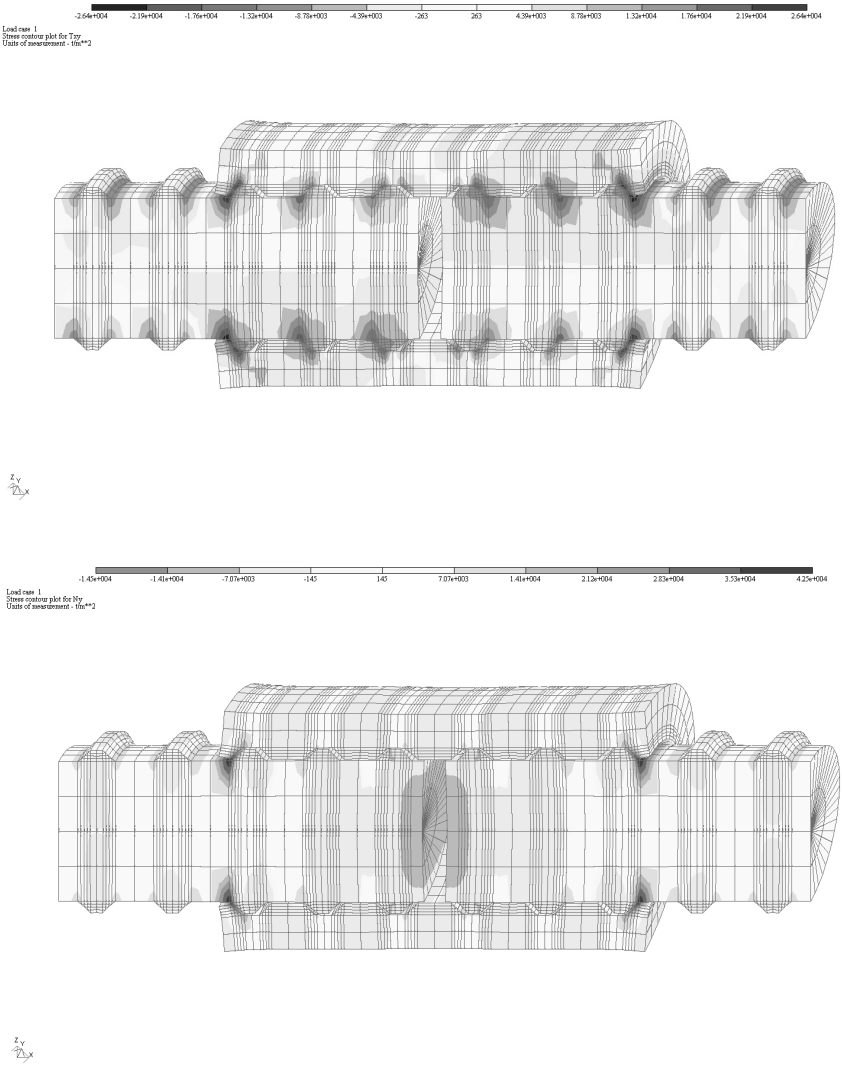


Image 7: the stress distribution in the structural elements and contact surfaces according to the structural design model of reinforcement bars (d=25mm) and their socket joint using the FE software complex of the "LIRA-CAD 2014".

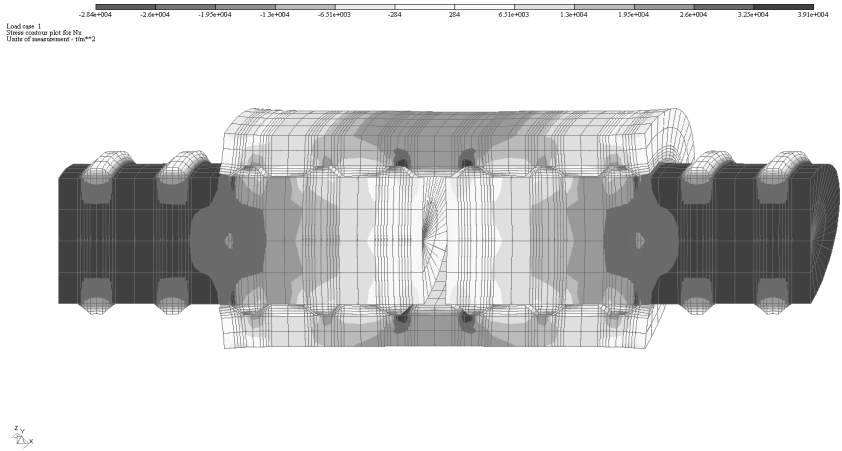


Image 7: normal stress distribution in the structural elements and contact surfaces according to the structural design model of reinforcement bars (d=25mm) and in their socket joint body using the FE software complex of the "LIRA-CAD 2014".

Литература

1. Дыховичный Ю.Ф., Москаленко В.А. Сборный железобетонный каркас: Опыт Московского строительстваю - М.: Стройиздат, 1985 - 296;
2. Рекомендации по применению в железобетонных конструкциях эффективных видов стерженевой арматуры. - М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1987. - 47с;
3. Гигинейшвили Д.Я., Верюжский Ю.В., Гальченко Н.Г., Пузыренко А.Г., Матков Н.Г., и др. Стыковое соединение сборных железобетоннных элементов. Авторское свидетельство СССР. №1830405, 1990;
4. gigineiSvili j. armaturis Reroebis, milebis, CaliCebis da sxva msgavsi konstruqciuli elementebis pirapira SeeerTeba. “saqpatenti” GE P 1999 1755 B;
5. Купрадзе В.Д., Гегелиа Т.Г., Бурчуладзе Т.В., Башалейшвили Т.В. Трехмерные задачи математической теории упругости и термоупругости. - Мюю 1976. - 664с.;
6. Верюжский Ю.В., Численные медоты потенциала в некоторих задачах прикладной механики. Киев, «Вища школа», 1975 г, - 184 с.;
7. Верюжский Ю.В., Гигинейшвили Д.Я., Судаков Г.Н. Применение численно-аналитического метода потенциала к решению контактных задач расчета сцепления арматуры с бетоном. Новые экспериментальные исследования и методы расчета железобетонных конструкций. Сборник научнчх трубов /Под. ред. А.С. Залесова, О.Ф. Ильина. - М., НИИЖБ Госстроя СССР, 1989, - 199с,

8. КОМП'ЮТЕРНІ ТЕХНОГОГИІІ ПРОЕКТУВАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ. БАРАБАШ М.С., КОЗЛОВ С.В., МЕДВЕДЕНКО Д. В.. – К.: НАУ, 2012.-572.
9. Барабаш М.С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов строительства. Монография. –К.: Изд-во «Сталь», 2014.-301с.

Key words: friction, reinforcement element, composite construction, potential method, finite element method, LIRA-SAPR**.**

УДК 624.012

д.т.н., проф. **Давиденко О.І.**
асистент **Давиденко О.О.,**
Національний університет біоресурсів і природокористування України

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЗАЛІЗОБЕТОННИХ СТИСНУТО-ЗІГНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ КРУГЛОГО ПЕРЕРІЗУ ПРИ ДІЇ ПОПЕРЕЧНИХ СИЛ

У статті наведено результати експериментальних досліджень залізобетонних колон круглого перерізу на поперечний вигин з попереднім обтисненням і без попереднього обтиснення, виявлено збільшення несучої здатності колон з попереднім обтисненням на 39 %.

In the article the results of experimental studies of reinforced concrete columns of circular cross section on the transverse bending with advanced compression and without compression, there was an increased carrying capacity of the column with the preliminary compression by 39 %.

Застосування раціональних залізобетонних стиснуто-зігнутих елементів кругового перерізу у вигляді колон каркасних будівель, буронабивних паль підпірних стін, протизсувних споруд, що сприймають значний горизонтальний тиск ґрунту, стримується відсутністю відповідних експериментально-теоретичних досліджень напружено-деформованого стану при дії поперечних сил і поздовжнього стискаючого зусилля.

Дослідження на колонах прямокутного перерізу [1, 2] показали, що додаток поздовжньої стискаючої сили з ексцентриситетом відносно геометричної осі колони, спрямованої в бік поперечного вигину або у зворотний бік, при збігу або розбіжності поздовжнього і поперечного вигину, кількості поперечного армування робить істотний вплив на міцність і тріщиностійкість похилих перерізів. Метою наведених нижче досліджень була оцінка впливу позацентрово прикладеного поздовжнього зусилля стиску, що довантажує стиснуту зону при поперечному вигині, на несучу здатність елементів круглого перерізу при дії поперечних сил.

Дослідження проводили на колонах круглого перерізу, виготовлених з бетону класу С 25/30, діаметром 190 мм з поздовжнім армуванням у вигляді шести стрижнів арматури Ø 10 А400С і поперечним спіральним армуванням з

арматурного дроту Ø 4ВІ, встановленої з кроком 100 мм, Проліт зрізу при випробуванні колони дорівнював двом діаметрам колони за вирахуванням захисного шару бетону 30 мм. Довжина зразків колон становила 1000 мм. Було випробувано по три зразки кожної серії, з рівнем поперечного обтиснення не більше 0.25 Р руйн. при стисненні. Величина ексцентриситету становила 4 см. Величина зусилля обтиснення становила 150 кН. Поздовжній вигин від попереднього обтиснення колон здійснювали в той же бік, що і наступний поперечний вигин від поперечної сили, що прикладається.

Для проведення випробувань була виготовлена спеціальна установка, рис. 1. Для створення зусилля попереднього обтиснення колон використовували досить жорстку раму, що складається з двох траверс, двох напрямних, шарнірного пристрою для установки ексцентриситету прикладання навантаження, домкрату. Для створення поперечного зусилля у вертикальному напрямку використовували жорстку траверсу, дві напрямні, які закріплювали з одного боку в струмках силового полу, а з іншого боку напрямні кріпили гайками за траверсою. Залізобетонний елемент круглого перерізу встановлювали на спеціальні шарнірні опори, виготовлені з половин сталевих труб по діаметру колони, які спирали на 2 опорні гвинтові стійки, що мали регулювання по висоті. Другий гідравлічний домкрат встановлювали вертикально між траверсою і колоною. Навантаження як в горизонтальному, так і вертикальному напрямку здійснювали за допомогою спеціальної насосної станції. Дослідження деформацій бетону в зоні поперечного вигину виконували за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділки 10^{-3} мм. Прогин вимірювали індикатором годинникового типу з ціною поділки 10^{-2} мм.

Результати випробувань показали, що при навантаженні від обтиску деформації не перевищували пружних значень. При подальшому, після попереднього обтиснення колони, поперечному вигині першими з'являлися нормальні тріщини в розтягнутій зоні в зоні прикладення зусилля при навантаженні, приблизно, 0,42 $Р_{руйн}$, і деформації в стиснутій зоні $\varepsilon_в = 152x10^{-5}$,

що, приблизно, в два рази перевищувало деформації в стиснутій зоні елементів без попереднього обтиснення у момент появи нормальних тріщин.

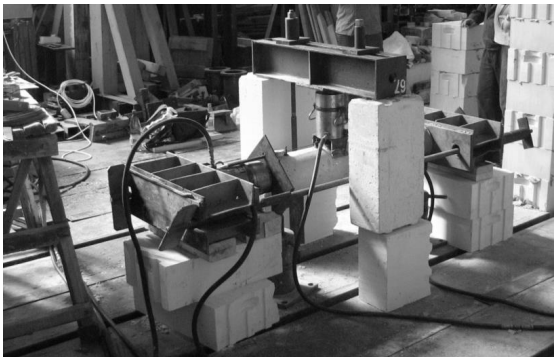


Рис. 1. Установка для проведення випробувань колон з попередніми обтисненням.

Далі з розкриттям нормальної тріщини в місці додатка поперечної сили відбувалося зменшення висоти стиснутої зони над цією тріщиною і утворення похилої тріщини. Перед моментом руйнуванням в стислій зоні утворювалася одночасно і поздовжня тріщина. Процес руйнування відбувалося по похилому перерізу, рис. 2.

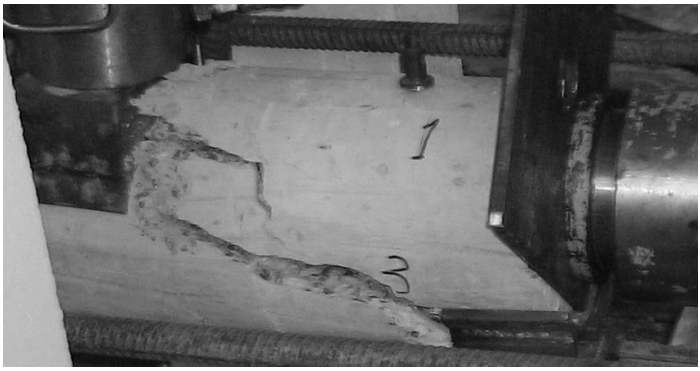


Рис. 2. Руйнування колони з попередніми обтисненням за похилим перерізом.

Процес деформування колон при поперечному вигині до моменту утворення похилої тріщини подібний до процесу деформування при «чистому» вигині. Як випливає з дослідів, похила тріщина з'являється після значного зменшення висоти стиснутої зони, перед моментом руйнування елемента. Попереднє обтиснення з одного боку довантажує стиснуту зону колони і, тим самим, збільшує деформації стиснення, а з іншого боку стримує розкриття похилої тріщини, перешкоджаючи повороту однієї частини перерізу відносно іншої, як це відбувається при звичайному поперечному вигині. В результаті руйнування колон з попередніми обтисненням відбувається по похилому перерізу з поздовжнім розколюванням бетону стиснутої зони.

Зіставлення залежностей «момент-кривизна» для колон з поперечним обтисненням і без поперечного обтиснення, отриманих за результатами випробувань, наведено на рис.3.

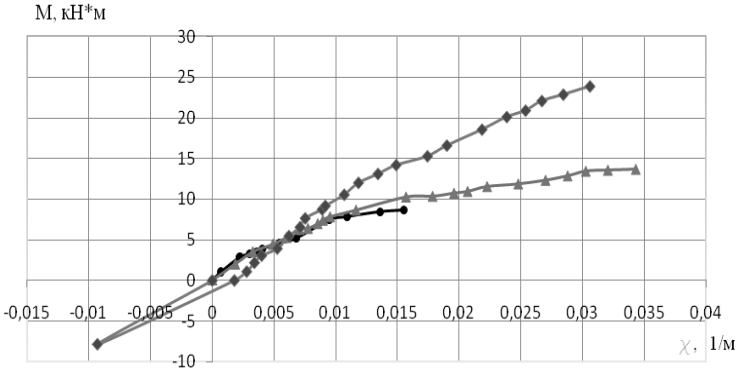


Рис. 3. Зіставлення залежностей «момент-кривизна» для колон при поперечному згині і прольоті зрізу, $a=2h_0$.

- колони с попереднім обтисненням;

- колони без попереднього обтиснення с додатковим анкетуванням кінцевих ділянок;

- колонны без попереднього обтиснення і додаткового анкетування кінцевих ділянок.

Як видно з рис. 3, попереднє обтиснення збільшує несучу здатність колон круглого перерізу у порівнянні з колонами, випробуваними при поперечному згині без попереднього обтиснення при тім же прольоті зрізу ($a=2h_0$) та ідентичному поперечному і поздовжньому армуванні - на 39 %.

Висновки.

Вплив позацентрового прикладення поздовжнього стискаючого зусилля, спрямованого в бік зворотний від подальшого поперечного згину, збільшує несучу здатність за моментом - до 39 %, у порівнянні із зразками колон без обтиснення при рівних прольотах зрізу, a = 2 Ø.

Відносно нагельного ефекту поздовжньої арматури при багаторядному армуванні слід зазначити, що даний ефект проявляється після початку руйнування за похилим перерізом, досягненням межі текучості в стрижнях, найбільш віддалених від стиснутої зони і може бути використаний лише для оцінки живучості елементів конструкцій.

Література.

1. Шеина С.Г., Сибиль В.Г., Лиджиев М.Д., Сосоржавын Э., Толокнова Н.Н.// Методика испытания железобетонных
элементовна внецентренное сжатие с поперечной силой. В кн.: Вопросы расчета железобетона. Ростов н/Д, 1982, с. 139-142.

2. Шеина С.Г. Сопротивление поперечной силе наклонных сечений внецентренно сжатых железобетонных элементов// В кн.: Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. - Ростов н/Д, 1980, с. 160-163.

ЗМІСТ

Барашиков Арнольд Якович 3

Орленко М.І. *Специфіка і складності відтворення Успенського собору Києво-Печерської Лаври* 6

Дворкін Л.Й., БабичЄ.М., Житковський В.В., Степасюк Ю.А. *Високоміцні швидкотверднучі бетони* 13

Городецкий А.С., Барабаш М.С. *Учет нелинейной работы железобетона в инженерных расчетах. Режим «инженерная нелинейность» в ПК ЛИРА-САПР* 19

Бліхарський З.Я., Вегера П.І., Хміль Р.Є. *Експериментальні дослідження несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок підсилених системою FRCM* 27

Білик А.С., Пікуль А.В., Нужний В.В., Шайдюк М.В. *Кафедра металевих і дерев'яних конструкцій КНУБА для захисту батьківщини* 33

Семчук І.Ю., Нілова Т.О. *Місцева стійкість стінок поперечно гофрованих балок при дії локальних навантажень* 45

Демчина Б.Г., Іваник Ю.І. *Дослідження напружено-деформованого стану сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій в умовах постадійної роботи* 50

Першаков В. М., Бєлятинський А. О., Бакулін Є. А., Бакуліна В. М., Болотов Г. І., Попович І. О. *Тенденції розвитку світового висотного будівництва* 62

Демчина Б. Г., Була С. С., Лисюк С. А., Пелех А. Б. *Пропозиція щодо національного додатку до ДСТУ-Н Б EN 1995-1-1:2010 ЄВРОКОД 5. «проектування дерев'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд» (EN 1995-1-1:2004, idt)* 73

Михальченко С.В. *Формування системи стратегічного планування і прогнозування у будівельній галузі сфери національної безпеки України* 78

Скорук Л.М., Сібіковський О.В. *Визначення прогину залізобетонних балок змінного поперечного перерізу від дії рівномірного навантаження* 84

Савицкий Н.В., Никифорова Т.Д. *Укрепленные районы и мобильные блок-посты для обороны территории и защиты личного состава в зоне проведения антитеррористической операции* 92

Першаков В.М., Бєлятинський А.О., Лисницька К.М. *Підсилення залізобетонних та кам'яних конструкцій в аварійних та реконструйованих будівлях* 101

Афанасьєва Л.В. *Залізобетонні конструкції в умовах високошвидкісного удару* 108

Поклонський В.Г., Фесенко О.А., Байтала Х.З., Круковський П.Г., Перепелиця М.С., Новак С.В., Калафат К.В. *Вогнестійкість сталевої балки настилу* 114

Гомон С.С., Павлюк А.П., Поліщук М.В. *Зміна положення нейтральної лінії балок з цільної деревини за косого згину в залежності від характеру обпирання і прикладання навантаження* 120

Бабяк І.П. *Вплив базальтової фібри на властивості бетону для транспортного будівництва* 128

Білик С.І. *Вплив початкових прогинів на стійкість сталевих колон за аналізом експериментальних даних* 136

Барабаш М.С., Башинская О.Ю., Запоточний Р.М. *Методика определения деформаций ползучести на примере мостовых конструкций* 147

Брайченко С.П., Маргаль І. В., Гивлюд М.М. *Витривалість композиційних бетонів на основі сірки при циклічних навантаженнях* 155

Демчина Б.Г., Шидловський Я.М. *Дослідження міцності та деформативності дощатих арок на металозубчатих пластинах* 164

Войцехівський О.В., Байда Д.М., Сазонова І.Р. *Використання дволінійних діаграм деформування матеріалів при розрахунках залізобетонних конструкцій за деформаційним методом* 173

Войцехівський О.В., Байда Д.М., Попов В.О. *Результати обстеження та оцінка технічного стану мостової Споруди через річку Південний Буг по вул. В.Чорновола у м.Вінниця* 193

Доброхлоп М. І. *Перспективи використання композиційних матеріалів на основі грубого базальтового волокна у будівлях і спорудах спеціального призначення* 203

Журавський О.Д., Горобець А.М. *Моделювання роботи попередньо-напружених сталефібробетонних плит при поперечному згині* 209

Зятюк Ю.Ю. *Результати експериментальних досліджень залізобетонних балок підсилених в стиснутій і розтягнутій зонах* 216

Валовой О.І., Єрьоменко О.Ю., Валовой М.О. *Вплив коливань температур на експлуатаційні характеристики залізобетонних балок підсилених композитами* 223

Карпюк В.М., Неутов С.Ф., Неутов А.С. *Несущая способность и напряженно-деформированное состояние приопорных участков изгибаемых железобетонных элементов при длительном действии нагрузки высоких уровней* 231

Кислюк Д.Я., Задорожнікова І.В. *Зміна напружено-деформованого стану в двохшарнірних залізобетонних арках з попереднім натягом затяжки при повторних навантаженнях* 237

Книш В.І., Іщенко І.О., Клевак І.О. *Функціонально-конструктивні та об'ємно просторові пріоритети в динаміці формування ідей раціонального структурування багатоквартирного житла з вбудовано-прибудованими паркінгами* 247

Коваль П.М., Гримак О.Я. *Нормативне забезпечення проектування бетонних конструкцій транспортних споруд, армованих базальтопластиковою арматурою* 264

Кріпак В.Д. *До розрахунків нормальних перерізів залізобетонних елементів згідно вимог ЄВРОКОД 2* 271

Ковальчик Я.І. *Тріщиностійкість та деформативність попередньо напружених залізобетонних балок мостів при дії малоциклових навантажень* 277

Колякова В.М., Божинський М.О. *Порівняльний аналіз теплотехнічних розрахунків з даними отриманими при натурному випробуванні* 288

Коваль М.П. *Аспекти моделювання та розрахунку методом скінченних елементів монолітних залізобетонних плит зі сталевим профільованим настилом* 297

Масюк Г.Х. *Процеси тріщиноутворення в згинальних залізобетонних елементах за дії знакозмінних малоциклових навантажень та їх аналіз на основі розрахункової моделі опору залізобетону* 314

Мельник І.В., Сорохтей В.М., Приставський Т.В., Бачкай О.І., Платко Р.Н. *Збірні і збірно-монолітні тришарові залізобетонні конструкції захисних споруд* 320

Попов В.О., Войцехівський О.В., Маєвська І.В., Байда Д.М., Романова К.О. *Методи підсилення фундаментів печі первинного риформінгу аміаку в умовах збільшення навантаженні* 328

Петрик Ю.М. *Впровадження в Україні монолітних залізобетонних конструкцій з напруженням канатної арматури на бетон (постнапруження) та їх натурні випробування*..... 335

Стороженко Л.І., Гасій Г.М. *Дослідження напруженого стану елементів вузлових з'єднань структурно-вантових сталезалізобетонних покриттів на основі результатів моделювання умов їх роботи*..... 343

Журавська Н.Є. *Енергоресурсоекологозберігаючі технології для підвищення захисту від біопошкодження будівельних конструкцій та матеріалів*..... 348

Стороженко Л.І., Єрмоленко Д.А., Мурза С.О. *Експериментальні дослідження роботи гнучких трубобетонних елементів*..... 354

Стороженко Л.І., Нижник О.В., Дрижирук Ю.В. *Особливості технології зведення сталезалізобетонного безбалкового перекриття*..... 361

Пахолюк О.А., Шимків Т.Ф. *Аналіз технічного стану, підсилення та модернізація споруд спеціального призначення*..... 369

Пічугін С.Ф., Чичулін В.П., Чичуліна К.В. *Європейський досвід проектування металевих балок з гофрованими стінками*..... 374

Гетун Г.В., Товбич В.В., Михальченко С.В. *Історія використання бетону в конструкціях тараканівського форту, спорудженого в XIX ст.*..... 381

Хохлін Д.О. *Розрахунок конструктивних систем будівель на основі методу спектру несучої здатності*..... 386

Козак О.В., Журавський О.Д. *Експериментально-теоретичні дослідження приопорних ділянок монолітних залізобетонних балок з криволінійною попередньо-напруженою арматурою*..... 392

Мазурак А.В., Ковалик І.В., Михайлечко В.О. *Оцінка несучої здатності похилих до поздовжньої осі перерізів підсилених залізобетонних балочних елементів*..... 402

Убайдуллаєв Ю.Н. *Модель процесу газопроникності у матеріалах та елементах огороджувальних конструкцій спеціальних споруд*..... 413

Стоянов Е.Г., Набока А.В. *Исследование совместной работы сборных предварительно напряженных плит в составе дисков перекритий*..... 424

Ужегова О.А., Ужегов С.О., Ротко С.В., Самчук В.П. *Розрахунок стиснутих елементів за другою формою рівноваги*..... 432

Круковский П.Г., Метель М.А., Полубинский А.С., Перепелица М.С. *Конструкция и анализ термогазодинамического состояния Нового Безопасного Конфайнмента для изоляции «Объекта Укрытие» Чернобыльской АЭС* 438

Куцик О.В., Журавський О.Д. *Аналіз використання високоміцного бетону у сучасному будівництві* 444

Постернак О.М., Постернак М.М. *Раціональний вибір підсилення залізобетонних балок з врахуванням надійності* 450

Y. Veriuzhski., J. Gigineishvili, A. Petrenko, T. Matsaberidze. *Friction and sliding process modeling in weldless joints of the structural elements by numerical and analytical potential end finite element method «LIRA-SAPR 2014»* 456

Давиденко О.І., Давиденко О.О. *Напружено-деформований стан залізобетонних стиснуто-зігнутих елементів круглого перерізу при дії поперечних сил* 465

Наукове видання

МІСТОБУДУВАННЯ ТА ТЕРИТОРІАЛЬНЕ ПЛАНУВАННЯ

Науково-технічний збірник

Випуск 61

Має свідоцтво про державну реєстрацію друкованого засобу масової інформації в Державному комітеті інформаційної політики України (серія КВ № 4186 від 10 травня 2000 року).

Визнаний ВАК України, як наукове фахове видання України, в якому можуть публікуватися результати дисертаційних робіт на здобуття наукових ступенів доктора і кандидата наук (Постанови президії ВАК України від 10 листопада 1999 р. №3-05/11 та 10 лютого 2010 р. №1-151).

Перелік розсилки даного збірника опубліковано у випуску № 4 за 1999 рік.

Вимоги до оформлення рукописів статей для опублікування в збірнику наведено у випусках №35 за 2009 рік, №42 за 2011 рік, №50 за 2014 рік та №55 за 2015 рік.

Зміст випусків збірника з №1 по №19 опубліковано у випуску за №20, випусків з №20 по №39 опубліковано у випуску за №40, з №40 по №54 у випуску за №55.

З випусками збірника, починаючи з №10, можна ознайомитись на сайті **http://www.nbuv.gov.ua** національної бібліотеки НАН України ім. В.І. Вернадського, з №25 на сайті **http://library.knuba.edu.ua** бібліотеки КНУБА та на сайті збірника **http://www.mtp.in.ua.**

Статті можна надіслати за адресою електронної пошти: **zbirnyk@yahoo.com.**

Адреса редколегії: 03037, м.Київ-37, Повітрофлотський пр., 31. КНУБА.
Тел.: 241-55-43, 245-42-04.

Підписано до друку 27.05.2016 р. Формат 60x84$^{1}/_{16}$.
Обл.-вид. арк. . Тираж 150. Зам. №

Фірма “ВІПОЛ”
03151, м.Київ-151, вул. Волинська, 60