

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЛУЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

**СУЧАСНІ ТЕХНОЛОГІЇ
ТА МЕТОДИ РОЗРАХУНКІВ
У БУДІВНИЦТВІ**

Збірник наукових праць

Випуск 3

Луцьк – 2015

У збірнику висвітлюються результати експериментально-теоретичних досліджень будівельних матеріалів і конструкцій, технологій їхнього виготовлення та експлуатації, теорії опору елементів будівельних конструкцій зовнішнім впливам, методів їхнього розрахунку.

Призначений для наукових працівників, спеціалістів проектних установ і виробничих підприємств будівельної галузі, докторантів, аспірантів та студентів вищих навчальних закладів.

Редакційна колегія:

Головний редактор - **Шваб'юк В.І.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ);

Відповідальний редактор - **Максимович В.М.**, д.ф.-м.н., професор (Луцький НТУ);

Відповідальний секретар - **Андрійчук О.В.**, к.т.н. (Луцький НТУ);

Бабич Є.М., д.т.н., професор (Національний університет водного господарства та природокористування); **Барашиков А.Я.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Белятинський А.О.**, д.т.н., професор (Національний авіаційний університет); **Бондарський О.Г.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Делявський М.В.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ); **Жданюк В.К.**, д.т.н., професор (Харківський національний автомобільно-дорожній університет); **Іванченко Г.М.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Славомір Карась** доктор інженерії (Люблінська політехніка, Польща); **Максимович О.В.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ); **Пустульга С.І.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ); **Савенко В.Я.**, д.т.н., професор (Національний транспортний університет); **Солодкий С.Й.**, д.т.н., професор (Національний університет "Львівська політехніка"); **Трач В.М.**, д.т.н., професор (НУВГП); **Ужегова О.А.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ).

Зареєстрований Державною реєстраційною службою України (свідоцтво серія КВ, № 20340-10140Р).

Включений Міністерством освіти і науки України до переліку наукових фахових видань України (Наказ МОН України, № 747, 13.07.2015 р.).

Матеріали збірника рекомендовані до друку на засіданні Вченої ради Луцького національного технічного університету (протокол № 2 від 29 вересня 2015 р.).

Адреса редакції: 43018, м. Луцьк, вул. Потебні, 56, Луцький НТУ, кафедра "Автомобільних доріг та аеродромів", e-mail: Zbirnukfbd@gmail.com, телефон (0332) 76-73-96.

**ОСНОВНІ АСПЕКТИ РОЗРАХУНКУ ТА
ПРОЕКТУВАННЯ СТАЛЕФІБРОБЕТОННИХ
КОНСТРУКЦІЙ**

**FEATURES OF CALCULATION AND DESIGN
CONSTRUCTION OF THE STEEL FIBER CONCRETE**

**Андрійчук О.В., к.т.н., доцент, Гречко О.Г, студент (Луцький
НТУ, м. Луцьк)**

**Andriichuk O.V., Candidate of Engineering Sciences, Associate
Professor, O.G. Grechko, student (Lutsk National Technical University,
Lutsk)**

У статті описано властивості сталевібробетону, його характеристики та сфери застосування. Подано переваги конструкцій виготовлених із дисперсно-армованого бетону в порівнянні з конструкціями з класичного важкого бетону. Розглянуто основні аспекти проектування та особливості розрахунку будівельних конструкцій із сталевібробетону за граничними станами.

During the construction of engineering structures plays an important application of energy efficient building materials and structures of them.

Constructional durability, reliability, durability, small deformation and crack resistance, water resistance, frost is very important. One of these materials is steelfiberconcrete. Steelfiberconcrete are increasingly used in construction because of its specifications lately.

This article describes steelfiberconcrete properties, its characteristics and scope. Posted benefits of dispersed-reinforced concrete in classic heavy concrete. The main aspects of the design and characteristics of the calculation of building structures steelfiberconcrete by boundary conditions. The basic requirements for the calculation of structures with steelfiberconcrete. The algorithm to design strong, reliable and durable elements of steelfiberconcrete.

Ключові слова: фібра, бетон, сталевібробетон, міцність.

Keywords: fiber, concrete, steelfiberconcrete, strength.

Сталефібробетон (СФБ) є різновидом дисперсно-армованого залізобетону та виготовляється з важкого або дрібнозернистого бетону, в якому в якості арматури використовуються сталеві фібри, дисперсно та рівномірно розподілені по об'єму бетону. Спільна робота бетону і сталевих фібр забезпечується зчепленням по їх поверхні, анкеруванням фібри в бетоні за рахунок її періодичного профілю кривизни в поздовжньому і поперечному напрямках, а також наявністю анкерів на кінцях фібр.

Ефективність застосування сталефібробетону в будівельних конструкціях може досягатися за рахунок зниження трудовитрат на арматурні роботи, суміщення технологічних операцій на приготування, армування, укладання та ущільнення сталефібробетонної суміші, продовження терміну експлуатації конструкцій. Для широкого використання в будівництві необхідно подальше вивчення властивостей СФБ з різними фібрами, удосконалення технології виготовлення та методів розрахунку.

У дисперсно-армованому бетоні в якості армуючого матеріалу застосовується фібра – спеціальна дрібна металева або сталева стружка, дріт, а також скловолокно, пропіленове волокно або інші матеріали. Фібра додається в бетон на стадії його формування та надає йому нові властивості. Збільшується міцність на стиск, розтяг і вигин, ударна міцність, довговічність, морозостійкість, водонепроникність, підвищується тріщиностійкість, стійкість до стирання; вогне-, вибухо- та сейсмостійкість.

Доцільність застосування дисперсно-армованих конструкцій (і в т.ч із сталефібробетону) слід визначати на основі техніко-економічних обґрунтувань із врахуванням усіх "за" і "проти". При проектуванні конструкцій такого типу слід керуватись положеннями "ДСТУ Конструкції будинків і споруд. Дисперсно-армовані залізобетонні конструкції. Настанова з проектування та виконання робіт" та "ДБН В.2.6-98. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування".

Сталефібробетонні конструкції будівель і споруд можуть бути різного призначення та виконуватися з важкого або дрібнозернистого бетону класів за міцністю на стиск С20...С60. Застосування СФБ в конструкціях ставить високі вимоги до виготовлення бетону-матриці на бетонно-розчинних вузлах.

Сталефібробетон рекомендується застосовувати для виготовлення конструкцій, в яких найбільш ефективно можуть бути використані наступні його технічні переваги в порівнянні з традиційним бетоном і залізобетоном:

- підвищена тріщиностійкість, водонепроникність, ударна міцність, сейсмостійкість, в'язкість руйнування, зносо- та морозостійкість, опір кавітації;

- знижені усадка і повзучість;

- можливість використання технологічно більш ефективних конструктивних рішень, ніж при традиційному стержневому армуванні, наприклад тонкостінних конструкцій, конструкцій без стрижневої розподільної, непрямої або поперечної арматури;

- знижені витрати праці на арматурні роботи;

- підвищення ступеня механізації та автоматизації виробництва конструкцій;

- можливість застосування нових і продуктивніших прийомів влаштування конструкцій;

В Україні розроблено "Настанову з проектування та виготовлення сталефібробетонних конструкцій", яка розповсюджується на проектування сталефібробетонних конструкцій будівель і споруд різного призначення, котрі виконуються з важкого та дрібнозернистого бетону, армованого сталевими волокнами. Даний стандарт встановлює вимоги до проектування та виготовлення сталефібробетонних конструкцій без попередньо напруженої арматури, котрі експлуатуються при статичному навантаженні у середовищі з неагресивним ступенем впливу і в кліматичних умовах України. Але нормами не передбачено розроблення каталогу номенклатури композиційних матеріалів, не передбачається виготовлення конструкцій і виробів з використанням інших волокон (базальтових, скляних, синтетичних) для будівель і споруд промислового, цивільного та житлового призначення. Тому дуже актуальними задачами є проведення стендових досліджень конструкцій із СФБ і розроблення алгоритмів їх розрахунку.

Під час проектування конструкцій із СФБ зусилля, напруження і деформації від зовнішніх навантажень та впливів середовища в сталефібробетонні та комбіновано армованих конструкціях та в системах споруд слід визначати за загальними правилами

будівельної механіки з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності роботи конструкції у системі.

Під час проведення розрахунку статично невизначених конструкцій необхідно враховувати перерозподіл зусиль в елементах системи внаслідок нелінійних деформацій сталевібробетону та арматури і процесів тріщиноутворення за граничним станом, що розглядається.

Надійність конструкцій із СФБ при проектуванні забезпечується розрахунком шляхом застосуванням розрахункових значень навантажень і впливів, розрахункових значень характеристик матеріалів, що визначаються за допомогою часткових коефіцієнтів надійності. Характеристичні значення навантажень і впливів, коефіцієнтів сполучень, коефіцієнтів надійності за навантаженнями приймають згідно з ДБН В.1.2-2, а коефіцієнти відповідальності відповідно до ДБН В.2.2-14.

Розрахунки СФБ конструкцій проводять із урахуванням можливого утворення тріщин і непружних деформацій у бетоні та арматурі.

СФБ конструкції повинні бути забезпечені від виникнення всіх видів граничних станів розрахунком із необхідною надійністю.

Розрахунок сталевібробетонних конструкцій за граничними станами виконується за аналогією з розрахунком залізобетонних та армоцементних конструкцій із урахуванням розрахункових характеристик СФБ. Під час розрахунку СФБ конструкцій середню щільність СФБ допускається приймати рівною:

- 2500 кг/м³ для важкого бетону-матриці;
- 2400 кг/м³ для дрібнозернистого бетону-матриці.

Вміст фібрової арматури (μ) в одиниці об'єму СФБ визначається розрахунком згідно з вимогами до його фізико-механічних властивостей.

Розрахунок СФБ конструкцій проводять за граничними станами, що включають:

- граничний стан першої групи – до повної непридатності для експлуатації внаслідок втрати несучої здатності;
- граничні стани другої групи – до непридатності для нормальної експлуатації внаслідок утворення чи надмірного розкриття тріщин, прогинів, появи неприпустимих деформацій та ін.

До тріщиностійкості СФБ конструкцій пред'являють вимоги залежно від умов, в яких вони працюють, і від виду армування, а також величини гранично допустимої ширини розкриття тріщин:

- I категорія – не допускається утворення тріщин;
- II категорія – допускається розкриття тріщин обмежене по ширині.

При розрахунку сталевібробетонних конструкцій по міцності вони розглядаються як залізобетонні з фібрової арматурою, рівномірно розподіленим по всьому об'єму (перерізу). Розрахунок міцності сталевібробетонних конструкцій проводиться за граничними зусиллям з урахуванням виду армування фібрового або комбінованого.

Здійснюють розрахунок міцності нормальних перерізів сталевібробетонних елементів виробляють на основі граничних зусиль.

При розрахунку позацентрово-стиснутих СФБ елементів слід враховувати вплив прогину на їх несучу здатність, як правило, шляхом розрахунку конструкцій за деформативною схемою.

Розрахунки за граничними станами другої групи включають:

- розрахунок по розкриттю тріщин;
- розрахунок по розкриттю тріщин, нормальних і нахилених до поздовжньої осі елемента.

Розрахунок на закриття тріщин для СФБ конструкцій не проводять, а на утворення тріщин здійснюють для перевірки необхідності розрахунку по розкриттю тріщин, а також для перевірки необхідності врахування тріщин при розрахунку за деформаціями.

Розрахунок елементів СФБ конструкцій за деформаціями проводять із урахуванням експлуатаційних вимог до конструкцій. Розрахунок по деформаціям слід проводити на дію:

- постійних, тимчасових, тривалих і короткочасних навантажень при обмеженні деформацій технологічними або конструктивними вимогами;
- постійних і тимчасових, тривалих навантажень при обмеженні деформацій естетичними вимогами.

Деформації (прогини, кути повороту) елементів СФБ конструкцій визначають за формулами будівельної механіки.

Під час проектування СФБ конструкцій їх надійність встановлюють розрахунком, шляхом використання розрахункових

значень навантажень та впливів, розрахункових значень характеристик матеріалів, що визначаються за допомогою відповідних коефіцієнтів надійності за нормативним значенням з урахуванням ступеня відповідальності будівель і споруд.

Основними показниками, що встановлюються при проектуванні якості бетону-матриці є:

- клас бетону-матриці за міцністю на стиск;
- клас за міцністю на осьовий розтяг (призначають у випадках, коли ця характеристика має вільне значення та її контролюють на виробництві);
- марка за морозостійкістю (призначають для конструкцій, що піддаються дії поперемінного заморожування і відтавання),
- марка за водонепроникністю (призначають для конструкцій, до яких пред'являють вимоги обмеження водопроникності).

Для конструкцій із СФБ рекомендується застосовувати бетон класу за міцністю на стиск не нижче С20/25. Застосування бетону-матриці більш низького класу повинно бути обґрунтовано.

Основними характеристиками міцності бетону-матриці є нормативні значення:

- опору осьовому стиску, f_{cm} ;
- опору осьовому розтягу, f_{ctk} .

Розрахункові значення опору бетону-матриці осьовому стиску f_{cm} і осьовому розтягу f_{ctk} визначають за формулами:

$$f_{cm} = f_{cm} / \gamma_c \quad (1)$$

$$f_{ctk} = f_{ctk} / \gamma_{ct} \quad (2)$$

Основними деформаційними характеристиками бетону-матриці є значення:

- граничних відносних деформацій при осьовому стисненні і розтягуванні (при однорідному напруженому стані бетону-матриці) \mathcal{E}_{cu} і

\mathcal{E}_{ctu} ;

- початкового модуля пружності E_{ck} ;
- коефіцієнт (характеристики) повзучості $\varphi(t, t_0)$
- коеф. поперечної деформації бетону (коеф. Пуассона) ν_c ;

- коефіцієнт лінійної температурної деформації бетону α_{ct} ;

Значення граничних відносних деформацій бетону-матриці приймають рівними:

- при нетривалому дії навантаження:

$\varepsilon_{cu} = 0,003$ - при осьовому стисненні,

$\varepsilon_{ctu} = 0,00015$ при осьовому розтягу;

- при тривалій дії навантаження – в залежності від відносної вологості навколишнього середовища.

Значення початкового модуля пружності бетону-матриці при стисненні та розтягуванні приймають залежно від класу бетону-матриці за міцністю на стиск.

Основною міцнісною характеристикою фібри є нормативне значення опору розтягуванню f_{ctk} прийняте в залежності від виду фібрової арматури.

Розрахунковий опір фібри на розтяг для граничних станів першої групи f_{ctk} визначається шляхом ділення нормативного опору на коефіцієнт надійності фібрової арматури γ_s ,

Для забезпечення несучої здатності, придатності до нормальної експлуатації та довговічності бетонних і СФБ конструкцій крім вимог, на основі розрахунку, виконують конструктивні вимоги:

- по геометричних розмірах елементів конструкцій;
- по армуванню (вмісту та розташування арматури, товщини захисного шару бетону і з'єднанням арматури);
- по захисту конструкцій від агресивних впливів середовища.

Арматура, розташована всередині конструкції, повинна мати захисний шар бетону, щоб забезпечувати:

- спільну роботу арматури з бетоном;
- анкерування арматури в бетоні та можливість влаштування стиків арматурних елементів;
- захист арматури від впливів навколишнього середовища;
- необхідну вогнестійкість.

Товщина захисного шару сталевібробетону призначається виходячи з вимог з урахуванням типу конструкцій, ролі арматури в конструкціях (поздовжня робоча, поперечна, розподільна, конструктивна арматура), умов навколишнього середовища та діаметра арматури.

Сталефібробетон є перспективним будівельним матеріалом, який дозволяє поліпшити деформативно-міцнісні характеристики будівельних виробів і конструкцій. Застосування конструкцій із СФБ взамін типових залізобетонних дозволяє (після детального обґрунтування) знизити матеріалоємність конструкції і, як наслідок, їх вагу, знизити витрати праці під час їхнього виготовлення, та значно підвищити довговічність конструкції.

Дорошенко О.Ю., Дорошенко Ю.М. Дисперсно-армований бетон – надійний та ефективний матеріал для транспортного будівництва // Транспортное строительство Украины. – 2007. – № 5. – С. 16 – 20.

Рабинович Ф.Н. Композиты на основе дисперсно-армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технология, конструкции / Ф.Н. Рабинович // Монография. – М.: Издательство АСВ, 2011. – 642 с.

ДСТУ-Н Б В.2.6-78:2009. Конструкції будинків і споруд. Настанова з проектування та виготовлення сталефібробетонних конструкцій. – К., Мінрегіонбуд України, 2009. – 46 с.

Сунак О.П. Сталеві фібробетонні конструкції.–К.: ІЗІМН, 1999.– 158 с.

Билозир В.В. Образование и раскрытие трещин в нормальных сечениях изгибаемых сталефибробетонных элементов на фибре из листа: Дис ... канд. техн. наук: 05.23.01 – М., 1991. – 164 с.

Андрійчук О.В. Сталефібробетонні безнапірні труби /О.В. Андрійчук, Є.М. Бабич // Монографія. – Луцьк: РВВ Луцького НТУ, 2012. – 150 с.

Андрійчук О.В. Методика експериментального дослідження придорожніх лотків водовідведення із сталефібробетону / О.В. Андрійчук, І.М. Ясюк// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: науковий збірник №30 – Рівне, НУВГП, 2015. – С. 86-95.

Войлоков И.А. Применение дисперсного армирования при строительстве гидротехнических сооружений / И.А. Войлоков // Инженерно-строительный журнал – Санкт-Петербург: СПбГПУ, 2009. – Выпуск 1. – С. 28 – 32.

ЗАСТОСУВАННЯ ТЕХНОЛОГІЇ 3D-ДРУКУ В БУДІВНИЦТВІ

3D-PRINTING TECHNOLOGIES IN CONSTRUCTION

Андрійчук О.В., к.т.н., доцент, Оласюк П.Я., студент (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Andriichuk A.V., Candidate of Engineering Sciences, Associate Professor, Olasyuk P.Y., student (Lutsk National Technical University, Lutsk)

У статті описано перспективи використання інноваційних технологій тривимірного друку в будівництві. Представлено переваги цієї технології над традиційними методами зведення будівель і споруд.

The need for rapid and cheap construction makes us look for new technologies and methods of construction of buildings and structures. Three-dimensional printing technology is increasingly part of the environment around us. This manufacturing method has high accuracy, quality, low material costs and short time production.

Developments in this area at the present stage of development permit to build houses unusual shape, to implement a variety of ideas of architects and designers.

As it turned out, three-dimensional printing was very efficient buildings: technology helps to save 30-60% of construction waste, reduces labor costs by 50-80% and generally reduces construction costs by 50-60%. Also reduced the need for large-lifting equipment, construction sites of the future will be less noisy and cleaner.

Ключові слова: тривимірний друк, 3D-принтер, будинок, контурне будівництво, друк стін.

Keywords: three-dimensional printing, 3D-printer, house, Contour Crafting, printing wall.

Сьогодні в наш розмовний лексикон все частіше входять слова 3D-друк і 3D-принтер. 3D-друк – одна з форм технології адитивного виробництва, де тривимірний об'єкт створюється шляхом накладання послідовних шарів матеріалу. 3D-принтер – пристрій, що використовує метод пошарового створення фізичного об'єкта за цифровою 3D-моделлю. 3D-принтери, як правило, швидші, більш доступніші та простіші у використанні, ніж інші технології адитивного виробництва

Технологія тривимірного друку все більше і більше входить в оточуюче нас середовище: від виготовлення дитячих іграшок до деталей машин і механізмів, від протезів до деталей складної електроніки. Матеріалами для 3-d друку виступають, як пластмаси так і метали, чи їх поєднання. Виготовлення будь-яких виробів за допомогою 3D-принтера є процесом повністю автоматизованим, і потребує лише наявності самого принтера, матеріалу для друку та цифрової моделі виробу, що виконана в спеціальному програмному забезпеченні. Такий метод виготовлення має високу точність, якість і малий час виробництва.

Вперше вислів "3D-друк" був застосований в 1984 році компанія Charles Hull розробила технологію 3D друку для відтворення реальних об'єктів, використовуючи цифрові дані.

Ще кілька років назад 3D-принтери мали досить малий робочий об'єм, що дозволяло виготовляти лише невеликі за розмірами вироби. На сучасному етапі розвитку 3D-технологій розроблені принтери з робочим об'ємом в декілька десятків кубічних метрів.

Щоб охарактеризувати теперішній рівень розвитку та ефективність застосування технології 3D-друку в високотехнологічному виробництві, то доцільно привести, як приклад, безпілотний літак Polecats з розмахом крил 28 м, що створений компанією Lockheed Martin. 90 % літака виконані з композитних матеріалів і, у свою чергу, більшість із таких полімерних деталей були виготовлені методом швидкісного тривимірного друку.

Корпорація Lockheed Martin відома тим, що є найбільшим в світі підприємство військово-промислового комплексу, та є творцем висотного літака-шпигуна U-2, найшвидшого у світі реактивного літака SR- 71 і літака-невидимки F-117. 95% доходів компанія отримує від замовлень Міністерства оборони США.

Потреба в швидкому та недорогому будівництві змушує шукати інженерів нові технології та методи зведення будівель і споруд. Для будівництва були розроблені принтери з робочим об'ємом близько 1000м^3 та з технічною можливістю друку бетонною сумішшю.

Існує два види будівництва за допомогою 3D-принтерів. У першому випадку принтер розташований на будівельному майданчику і процес зведення відбувається пошаровим нанесенням бетонної суміші відповідно до проекту. А в другому – об'ємні елементи друкуються в заводських умовах і доставляються на майданчик, де монтуються традиційними методами будівництва.

Одним із таких принтерів є система Contour Crafting, спроектована дослідниками з університету Південної Каліфорнії (University of Southern California), що здатна надрукувати двохповерхову будівлю всього за 24 години (рис. 1).

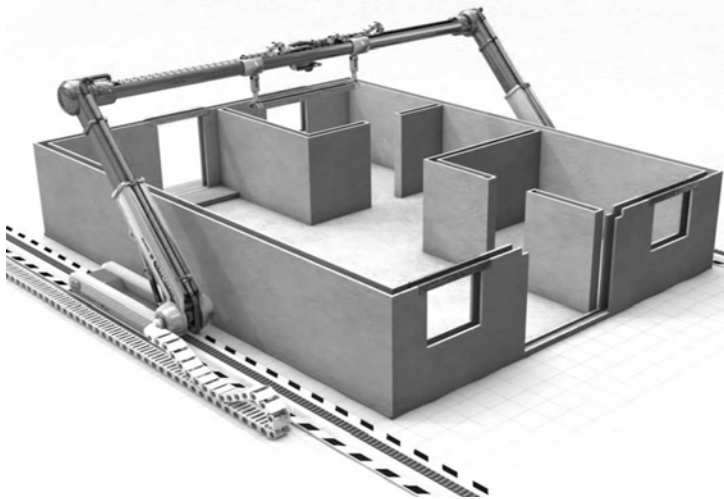


Рис. 1. Модель роботи принтера Contour Crafting

Звичайно, робота принтера Contour Crafting не зможе повністю замінити працю спеціалістів будівельних спеціальностей, хоча в майбутньому це неминуче відбудеться. Але сам процес будівництва за допомогою даної системи буде набагато швидшим та ефективнішим. Крім цього, завдяки технології тривимірного друку, можна позбутися від одноманітної типової забудови кварталів. Адже за допомогою комп'ютера фактично кожен зможе скласти проект свого майбутнього будинку з набору готових компонентів.

Принтер Contour Crafting нагадує конструкцію мостового крана та пересувається по напрямних рейках, які встановлюються по двох сторонах біля майбутнього будинку. До друку повинні бути влаштовані фундаменти під стіни та перегородки.

Після попереднього калібрування, позиціонування та завантаження в комп'ютер принтера відповідних файлів проекту він друкує стіни будинку, наносячи шари з бетону, що швидко тужавіє за допомогою однієї або двох незалежних "друкарських головок". За проектом в стінах з легкістю друкуються канали під електропроводку, системи водопостачання чи інші комунікації. Конструкція стіни складається з двох стінок товщиною близько 5 см, об'єднаних між собою ребрами жорсткості (рис. 2). За потреби в конструкцію стіни вкладаються арматурні вироби.



Рис. 2. Друк стіни – механізм із форсунками робить послідовні проходи з накладанням нових шарів бетону

Після зведення стін першого поверху завдяки наявності спеціального підйомного обладнання, передбаченого в конструкції

системи Contour Crafting, виконується підйом і вкладання незнімної опалубки під переkritтя. Далі відбувається вкладання бетонної суміші в опалубку.

Наступним етапом є друк стін другого поверху будинку (рис. 3).

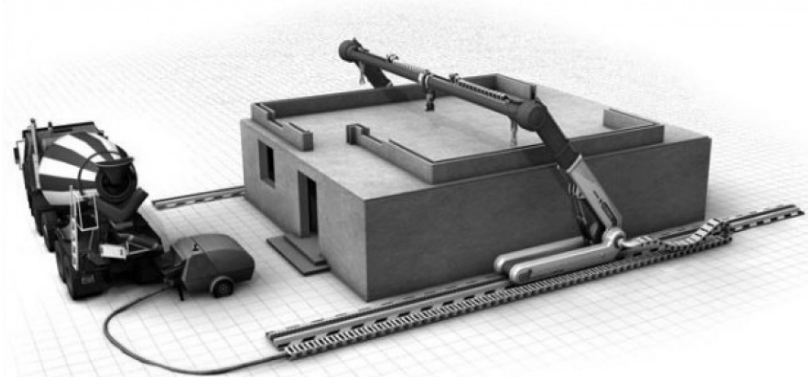


Рис. 3. Друк стін другого поверху будівельним принтером

За допомогою 3D-принтера можна реалізувати фактично будь-які задумки. Так голландський архітектор Дженджаап Руїджссенеарс (Janjaap Ruijssenaars) оголосив про свої плани щодо зведення дуже незвичайної будівлі Landscape House у формі стрічки Мьобіуса. Але, крім своєї нетрадиційної для споруд форми, ця будівля стане найбільшою у світі будівлею, побудованою за допомогою технології тривимірного друку (рис. 4).



Рис. 4. Будівля Landscape House у формі стрічки Мьобіуса

"Дві паралельні поверхні моєї будівлі будуть згорнуті в нескінченні стрічки Мебіуса" – розповідає Руїджссенеарс, – "Кожна з поверхонь буде то стелею, то підлогою, а її зовнішня сторона буде переходити назовні і навпаки" (рис. 5).



Рис. 5. Незвичайна форма будівлі Landscape House

В якості принтера для виконання цієї роботи Дженджаап Руджссенеарс вибрав промисловий тривимірний принтер D-Shape, розроблений італійцем Енріко Діні (Enrico Dini) спеціально для виконання будівельних робіт. "Чорнилом" для принтера є пісок, змішаний із спеціальним в'язучим. Після затвердіння цих "чорнил" вони перетворюються на твердий, міцний і гладкий камінь.

Принтер D-Shape дозволяє зробити з піску прозорий матеріал, подібний мармуру за структурою та іншим властивостям. Але його міцність і твердість не поступаються міцності портландцементу, тому немає ніякої необхідності у використанні металевої арматури та інших конструкцій для зміцнення будови. Цей штучний матеріал практично не відрізняється за зовнішнім виглядом від справжнього мармуру і з хімічної точки зору нешкідливий для навколишнього середовища.

Через обмеження принтер D-Shape будівлю Landscape House не зможе "роздрукувати", як цілісну конструкцію. За допомогою принтера будуть виготовлені блоки розмірами 6×10 метрів, з яких буде зведено будівлю за допомогою традиційних будівельних технологій методом монтажу

Описані вище технології орієнтовані на зведення зовнішніх конструкцій. Але на ринку тривимірного друку знайшлися компанії, які всерйоз задумалися над облаштуванням житлового простору зсередини. Приміром, Emerging Objects винайшли соляний полімер для друку міжкімнатних перегородок, витончено зонduючих приміщення (рис. 6).

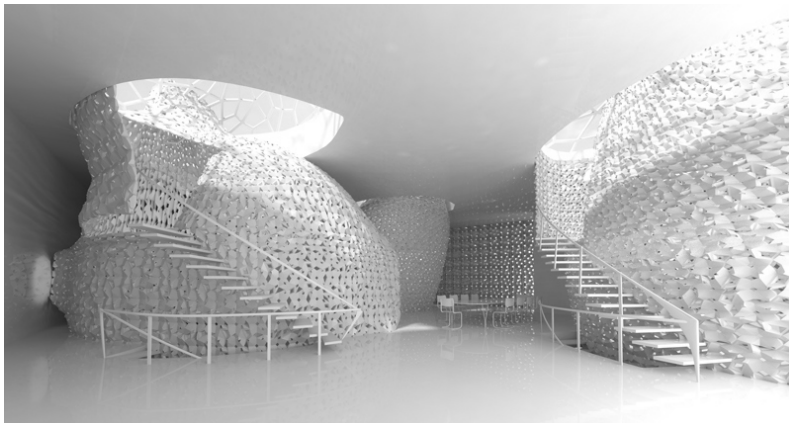


Рис. 6. Перегородки виготовлені на 3D-принтері

Поєднуючи воедино будівельний клей, пісок, сіль і інші матеріали винахідники отримують недорогий, легкий, водостійкий, напівпрозорий матеріал. Також дану технологію можна використати для виготовлення малих архітектурних форм, металевих конструкцій і т.д.

У найближчому майбутньому будівельні компанії мають наміри пристосувати технологію 3D-друку для будівництва споруд більшого масштабу – хмарочосів і мостів. Як виявилось тривимірний друк будівель виявився досить ефективним: технологія допомагає зберегти 30...60 % будівельних відходів, зменшує витрати праці на 50...80 % та в цілому знижує вартість будівництва на 50...60 %. Також знижується потреба у великогабаритному підйомному обладнанні, будівельні майданчики майбутнього стануть менш шумними та більш чистими.

Влітку 2015 року в Китаї будівельна компанія ZhuoDa звела повноцінний двоповерховий будинок за 3 год (рис. 7). "Вілла з 3D-принтера" побудована з окремих модулів, які виготовляються на фабриці. Модулі постачаються на будівельний майданчик разом із внутрішнім оздобленням, проводкою, водопроводом, сантехнікою, та меблями і т.д. Стіни з середини покриті декоративними текстурами, що надають їм схожість з мармуром, гранітом та деревом.

Фактично, будинок готовий вже на 90%, коли його модулі привозять на будівельний майданчик.



Рис. 7. Загальний вигляд будинку зведеного компанією ZhuoDa

Будинок здатний витримати землетрус до 9 балів, не боїться вогню і води, та відрізняється високою теплоізоляцією – у ньому не жарко влітку та не холодно взимку. Фрагменти самого будинку надруковані з певного складу, який тримається в таємниці.

У цей секретний склад входять матеріали, отримані з промислових і сільськогосподарських відходів. Саме тому в готових модулях не присутні шкідливі речовини.

Після завершення друку готові модулі просто збираються бригадою робітників. Для складання двоповерхової вілли потрібно шість 3D-модулів із вагою 100 кг/м².

1. <http://make-3d.ru/articles/3d-printer-dlya-pechati-domov/>
2. <http://surfingbird.com/surf/gddc657d5#/en>
3. <http://www.dailytechinfo.org/news/4461-gollandskiy-arhitektor-sobiraetsya-vozvesti-samoe-bolshoe-zdanie-postroennoe-s-pomoschyu-metoda-trehmernoj-pechati.html>
4. <http://www.dailytechinfo.org/news/5558-mashiny-monstry-contour-crafting-samy-bolshoy-trehmernyy-printer-kotoryy-smozhet-vozvesti-dvuhetazhny-dom-za-odni-sutki.html>
5. <http://www.dailytechinfo.org/news/1117-promyshlennye-3d-printery-budut-stroit-zdaniya.html>
6. <http://www.dailytechinfo.org/np/3871-gigantskiy-trehmernyy-printer-postroit-dom-za-20-chasov-vremeni.html>

**КАРКАСНО-ПАНЕЛЬНА КАНАДСЬКА ТЕХНОЛОГІЯ
БУДІВНИЦТВА ECOPAN – ПАНЕЛІ SIP**

**MODULAR CONSTRUCTION CANADIAN TECHNOLOGY
ECOPAN – SIP PANELS**

Андрійчук О.В., к.т.н., доцент, Поремчук В.В., студент (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Andriychuk O.V., Candidate of Engineering Sciences, Associate Professor, Poremchuk V.V., student (Lutsk National Technical University, Lutsk)

У статті описано доцільність застосування канадської каркасно-панельної технології EcoPan – панелей SIP. Також представлено основні переваги під час будівництва будинків з допомогою таких конструктивних рішень .

The article describes the main advantages in the construction of buildings using the technology EcoPan. The essence of Canadian technology EcoPan is that all components are manufactured frame house construction method in an industrial plant. At the construction site made only drafting, editing and communications processing with the use of dry building processes. This production provides the transition from manual labor on the construction site to the production of the factory buildings with a high degree of readiness. Production of panels in workshop conditions achieves high accuracy sizes to avoid shrinkage designs, the emergence of cracks and gaps.

Installation of the house on the site of the finished construction takes about two weeks. Smooth the surface of the building component can immediately conduct fine finish (wallpapering, painting, flooring) that exceeds readiness brick-monolith and other buildings.

Ключові слова: енергоощадність, технологія EcoPan, SIP панель.

Keywords: power saving, technology EcoPan, SIP panel.

Застосування нових будівельних матеріалів і конструкцій, що під час своєї експлуатації дають енергоощадний ефект на сьогодні є дуже актуальною задачею. Варто відмітити, що з кожним роком індивідуальне замське будівництво більш динамічно розвивається. Будуються, як окремі котеджі – таунхауси, кемпінги і готелі, так і цілі селища, зі своєю інфраструктурою, різними будівлями соціального та господарського призначення. Однією з активно застосовуваних технологій при будівництві малоповерхових будівель і споруд, що дозволяє при мінімальних технічних і трудових витратах, в найкоротші терміни, з високою якістю, зводити екологічно чисте, теплозберігаюче, комфортне житло є канадська будівельна технологія панельного домобудування – ЕсоРан. В основі будівельної технології ЕсоРан лежить використання будівельних теплоізоляційних панелей для основних елементів будинку: стін, перекриттів і покриттів. Панель є самонесучою і при будівництві немає необхідності в створенні спеціального каркасу будівлі.

SIP панелі – це багатошарова конструкція. Стіни, перекриття та покриття будинку являють собою високотехнологічну монолітну тришарову сандвіч-панель («SIP» – Structural Insulated Panel, конструкційно теплоізоляційна панель – КТП).

Фасадні SIP панелі – складаються з двох орієнтовано-стружкових плит ОСП (OSB), між якими під тиском приклеюється шар пінополістиролу (100 мм, 140 мм або 180 мм завтовшки), в якості теплоізоляційного матеріалу (подано на рис.1).

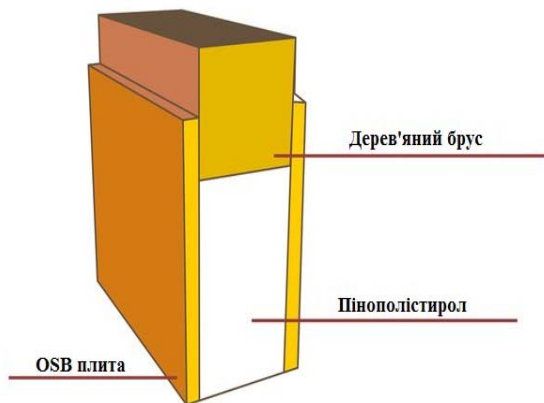


Рис. 1. Основні елементи SIP панелі

SIP панелі виготовляються в заводських умовах відповідно до попередньо розробленої конструкторської документацією, а на будівельному майданчику тільки збираються (за принципом конструктора «Lego»).

Все починається на заводі, де за запатентованою канадською технологією EсоPan «виклеюють» заготовки конструкцій (панелі) майбутнього будинку. Панелі склеюються поліуретановим клеєм фірми «Kleiberit» (або «Henkel»), під тиском преса до 18 тонн (подано рис. 2). Такі панелі, за рахунок монолітного склеювання, витримують вертикальне навантаження до 10 тон і поперечне навантаження 2 тони на 1 м² (для будівництва котеджів достатньо 350 кг/м²).



Рис. 2. Виготовлення SIP панелі

Наступний технологічний етап – кінцеве перетворення заготовок в будівельні деталі. Кожна будівельна деталь оснащується додатковими монтажними елементами з дерев'яного бруса. Дерев'яний брус одночасно виконує і функцію силового каркаса. Всі з'єднання виконуються з ущільненням монтажною піною та збираються за допомогою саморізів або спеціальних цвяхів.

Вже готові для монтажу будівельні деталі (панелі), надходять на будівельний майданчик, де збираються в конструкцію на заздалегідь підготовленому фундаменті. За рахунок підготовлених монтажних елементів вдається домогтися щільного суміщення панелей, що дозволяє уникнути появи щілин і зазорів. Швидкий та

простий монтаж стінових панелей досягається за допомогою замків типу «шип-паз» (подано рис. 3). В результаті великої попередньої підготовки будівельних конструкцій на заводі значно скорочується кількість технологічних циклів і терміни монтажу силових конструкцій будинку.

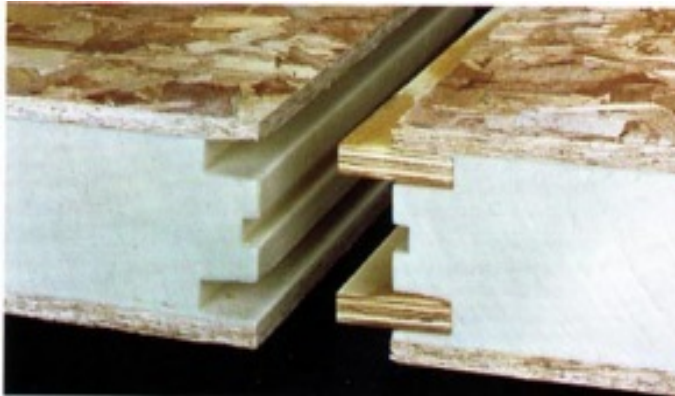


Рис. 3. Монтування SIP панелей за допомогою замків типу «шип-паз»

Варто відмітити, що на виконання технологічних операцій під час зведення будинків за технологією EсоPan температурний режим особливо не впливає, тому вони можуть зводитися в будь-яку пору року.

Будинки, побудовані за технологією EсоPan, мають унікальні теплоізоляційні характеристики і містять «містків холоду». Тому стики панелей зроблені у вигляді герметичних замків. Завдяки цьому відбувається економія опалення будинку на 30 %. Подібна конструкція забезпечує стабільні теплові характеристики будинку EсоPan в будь-який час року: в сильний мороз такий будинок надовго залишається теплим – при відключенні опалення температура в будинку знижується в середньому на 2 °C за добу. У спекотну погоду в будинку EсоPan прохолодно і комфортно. Виграючи в теплоізоляції, SIP панелі мають перевагу і у вазі, 1 м² панелі важить не більше 20...25 кг (залежно від товщини утеплювача). Процес зведення будівель із таких панелей не вимагає застосування важкої вантажопідйомної техніки.

Довговічність використання SIP панелей обумовлена високими експлуатаційними якостями матеріалів – ОСП і пінополістиролу. При правильній експлуатації будови (необхідне внутрішнє і зовнішнє оброблення) матеріали практично не старіють, зберігають свої геометричні форми та розміри, не схильні до вбирання вологи та гниття, не сприяють розмноженню та розвитку мікроорганізмів і гризунів.

Важливо зауважити, що застосування цієї технології дозволяє зводити будинки практично будь-якої складності та не накладає обмеження на архітектуру будови – можливість виготовлення конструкції будь-якої форми і конфігурації. Як приклад на рис. 4 подано житловий будинок нетипової форми.



Рис. 4. Будинок із SIP панелей

Будучи принципово новим підходом панельного будівництва, технологія ЕсоРан володіє незаперечними перевагами перед іншими будівельними технологіями.

Для порівняння: подібними властивостями володіє цегляна стіна завтовшки 2 метри. Для обігріву будинку ЕсоРан потрібно менше часу і енергоресурсів ніж для будинків кам'яних і рублених, а також вони набагато довше утримують тепло всередині. Це дозволяє значно скоротити витрати на обігрів.

Переваги конструкцій ЕсоРан:

- у 3 рази довговічніші дерев'яних конструкцій;
- у 4 рази міцніші звичайних каркасних конструкцій (на стиск і на згин);

"Сучасні технології та методи розрахунку в будівництві", випуск 3, 2015

- швидкість зведення та монтажу в 5 разів більша ніж у традиційних будівельних конструкцій;
- у 8 разів тепліше цегляних і бетонних конструкцій;
- низька собівартість;
- можливість будівництва в будь-яку пору року;
- висока сейсмостійкість;
- висока якість, що контролюється в процесі заводського виготовлення;
- економія до 15% площі за рахунок меншої товщини зовнішніх стін.

Потрібно розуміти, що EсоPan – це не тільки панель, це технологія, що включає в себе:

- виробництво SIP панелей за ліцензованою канадською технологією, з використанням у процесі виробництва тільки тих матеріалів і комплектуючих, які вказані в ТУ (технічні умови) і в сукупності пройшли численні випробування на безпеку експлуатації конструкцій;
- виготовлення в заводських умовах комплекту SIP панелей для конкретного будинку за розробленою попередньо конструкторською документацією, що враховує всі особливості несучого каркасу будинку;
- технологію монтажу цих панелей, кінцевим результатом якої є міцність, монолітність і теплозберігаюча здатність конструкції в цілому.

Тільки сукупність всіх трьох складових цього процесу дає безумовну гарантію якості та довговічності об'єкта, що зводиться, будь-якого замиського приватного будинку, таунхаусу, готелю, котеджного селища. Зведення будинків за такою технологією, безумовно, ще один крок до реалізації програми – доступне та комфортне житло громадянам України.

1. <http://budmaydan.com/dom/ chto-takoe-sip-panel>.
2. http://bauenhaus.com.ua/s slovar_item.php?idcat=47&idcatpage=414.
3. <http://vbkgroup.com.ua/index.php/ua/m-uslugi-i-tseny2-ua/m-prodazha-sip-panelej-ua>.

СУЧАСНА ПЛІВКОВА ІНФРАЧЕРВОНА ТЕПЛА ПІДЛОГА

MODERN INFRARED WARM FLOOR

Андрійчук О.В., к.т.н., доцент, Семерей В.В. студент (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Andriichuk O.V., Candidate of Engineering Sciences, Associate Professor, Semerey V.V. student (Lutsk National Technical University, Lutsk),

У статті описано основні технічні характеристики та параметри теплої плівкової інфрачервоної підлоги, структуру нагрівальної плівки, а також переваги та недоліки даної системи. Подано ефективність застосування плівкової інфрачервоної підлоги з описом приміщень у яких найдоцільніше використовувати такі підлоги та під яке покриття застосовувати обігрівуючу плівку.

This article describes the basis of infrared film warm floor heating film structure, main characteristics, advantages and disadvantages of this system and the efficiency of infrared film floor where rooms would be best to use such floor covering under.

Concealed heating systems, such as floor heating is increasingly gaining popularity in Ukraine. Recently fairly usual options of warm floors - water and electrically - added a constructive solution as a warm floor in the infrared heating elements. Infrared heat flooring to create a warm and cozy home. Often the floor freeze in winter so that does not help either carpets or slippers. Therefore there is a need to mount your device to heat. Infrared floor heating is a very good solution for heating apartments, town houses, heating of private homes if necessary, combine the warm floor and wooden floors. Provided that the warm floor holds at least 70% of the room, you can use it instead of central heating. You do not need pipes, radiators or expensive central heating.

Ключові слова: плівкова інфрачервона підлога, графітові нагрівачі, тепло, полімерні волокна.

Keywords: infrared film floor, graphite heaters, polymeric fabric, warm.

Сьогодні показники споживання газу та інших енергетичних ресурсів в Україні в декілька разів перевищують середньоєвропейські, що катастрофічно впливає на економічне та екологічне становище держави. Відповідно, завдяки раціональному використанню енергії та теплозбереженню можна досягнути суттєвого покращення енергетичної, екологічної та економічної ситуації. При цьому, саме у сфері опалення, завдяки певному знанню та бажанню його застосовувати у повсякденні, можна економити найбільшу кількість газу, електроструму та інших енергоносіїв.

При опаленні споживається найбільша частина енергії, яка використовується в домашньому господарстві (до 70%).

Розрахунок, проектування та застосування високотехнологічних опалювальних приладів і механізмів, що працюють не на природному газі (через дуже суттєве зростання його вартості) та мають високий ККД є надзвичайно актуальною задачею сьогодення. Одним із рішень в системі опалення є застосування інфрачервоної теплої підлоги.

Інфрачервона тепла підлога є різновидом електричної теплої підлоги. Інфрачервона плівкова підлога – це система, яка заснована на тонкій нагрівальній вуглецевій плівці (рис. 1).

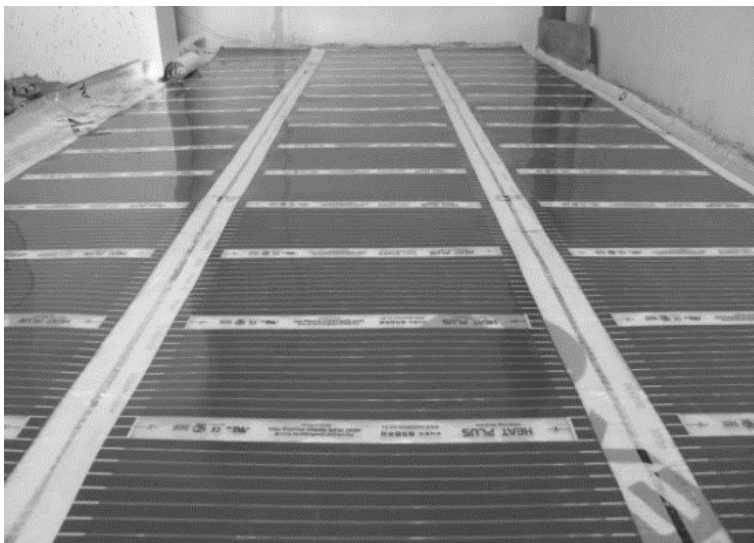


Рис. 1. Тепла плівкова підлога

В основі такої системи опалення є графітові нагрівачі та полімерні полотна, що володіють високими показниками електроізоляційних характеристик. Термоплівка, що є нагрівальним елементом, вкрай тонка – не більше 0,3мм. Вона містить срібні та мідні струмопровідні матеріали. При підведенні до неї електрики, вона починає випромінювати довгі ІЧ промені з негативно зарядженими іонами, які позитивно позначаються на здоров'ї людини.

На відміну від звичайних нагрівачів, інфрачервоне випромінювання є корисним для здоров'я людей і тварин. Це тепло порівнюють з теплом сонячного світла. Інфрачервона плівкова тепла підлога складається з обох сторін із вугільних нагрівальних елементів, які заламіновані у спеціальний електротехнічний поліестер (високомолекулярну сполуку, отриману поліконденсацією багатоосновних кислот або їх альдегідів із багатоатомними спиртами), що забезпечує водонепроникність плівки і високий її захист.

Ефективність плівкової інфрачервоної підлоги регулюється відповідно до технології дисперсності частинок, шляхом зміни в'язкості та опору використаних у виробництві карбонової та срібної паст, а також властивостей інших матеріалів. При її виготовленні використовується полімерна плівка (поліестер) з високими діелектричними показниками, яка добре проводить інфрачервоне тепло і є термостійкою. Карбонова (вугільна) паста наноситься на полімерну плівку з технологічною точністю менше 1 мікрона. А сам процес нанесення карбону та інших матеріалів, а також фінального ламінування проходить при температурі 140°C, завдяки чому досягаються необхідні стійкі та споживчі характеристики.

Плівка теплої підлоги має товщину 0,275...2 мм і постачається в рулонах із шириною 0,5...1 м. Довжина плівки інфрачервоної теплої підлоги в рулоні зазвичай не перевищує 10 м. Загальний вигляд рулону подано на рис. 2.

Електричне з'єднання основного нагрівального елемента – карбонових випромінювачів – виконано за допомогою мідної фольги та срібного покриття з низьким електричним опором. Щільність з'єднання, висока якість матеріалів, використання спеціального вугільного напilenня, а також високоякісне і пожегобезпечне поліетиленове покриття гарантують високий

рівень безпеки та ефективність роботи нагрівачів практично в безперервному режимі.

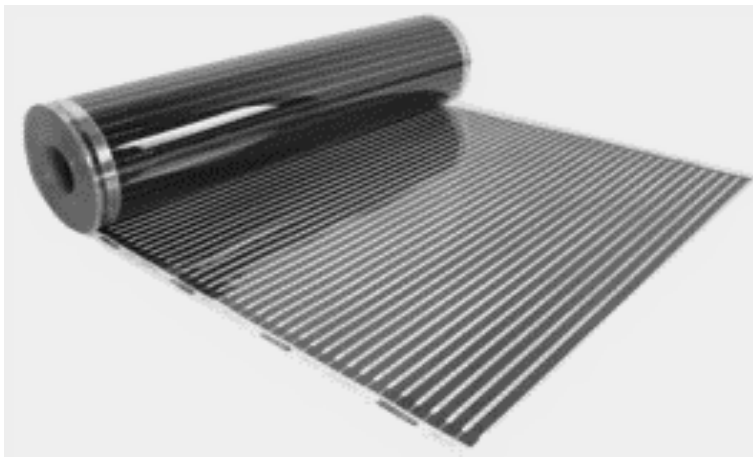


Рис. 2. Рулон ІЧ плівки для опалення

Плівкові резистори нагріваються до температури 40...60°C. Температура нагріву регулюється за допомогою терморегулятора з термодатчиком. Залежно від температури підлоги, споживання електроенергії знаходиться в діапазоні 15...70 Вт/м². Під час розігріву теплої підлоги споживання електроенергії становить близько 200 Вт/м². Час розігріву становить близько 5 хв. Електрична мережа повинна бути розрахована на таке пікове навантаження. Живлення електроенергією плівкової підлоги здійснюється від побутової однофазної електричної мережі з напругою 220 В.

Система обігріву приміщення чи будівлі запроектована з використанням плівкової інфрачервоної теплої підлоги володіє цілим рядом позитивних властивостей, серед яких доцільно виділити наступні:

- вуглеводневе волокно має дуже високу теплопровідність, тому ефективність обігріву вища, ніж в інших типів електричних полів, при меншому споживанні електроенергії;
- можливість монтажу інфрачервоної плівкової теплої підлоги під плитку, ковrolін, вінілову підлогу, лінолеум та інші підлогові покриття;

- висота приміщення не змінюється, так як товщина плівки складає 3 мм;
- економія електроенергії до 20 %, у порівнянні з іншими видами теплих підлог для квартири або будинку;
- не сушить повітря – в приміщенні вологість залишається незмінною;
- не потрібно влаштовувати поверх підлоги стяжку;
- монтаж інфрачервоної плівкової теплої підлоги не являє собою нічого складного, тому вкладання системи можна провести самостійно (за винятком підключення до електромережі – повинно виконуватися кваліфікованим електриком).

До недоліків плівкової інфрачервоної теплої підлоги можна віднести:

- плівка, закрита зверху ламінатом або іншим лицювальним покриттям погано іонізує повітря;
- містить велику кількість прихованих контактів. Тому дуже важливо перед укладанням підлоги перевірити справність всієї системи;
- висока надійність плівки може бути досягнута тільки в тому випадку, якщо повністю дотримана інструкція та правильно виконано монтаж (контроль за роботою майстрів-монтажників, які займаються укладанням покриття – дуже актуальна задача).

Електричні системи опалення можна застосовувати в житлових, виробничих та офісних приміщеннях, медичних установах, лазнях, басейнах, для обігріву торгових підприємств, виставкових павільйонах і навіть для прогріву тротуарів. Інфрачервоні промені, які випромінюються такими електричними системами, безпечні і дають приємне тепло. Така плівка завжди економічна і екологічна.

У житлових приміщеннях найчастіше інфрачервоне опалення підлоги встановлюється під ламінатне покриття (рис. 3).

Перевагою монтажу інфрачервоної плівки під ламінатом є легкість його виконання, до того ж є можливість наростити або демонтувати систему (рис. 4). Таке покриття дуже швидко прогрівається та вже через п'ять хвилин буде відчуватися тепло. Однак, є й мінуси такої підлоги. Якщо матеріал швидко нагрівається, то також швидко він і остигає. Ламінат не накопичує тепло так, як, наприклад, кахельна плитка. Тому в приміщеннях, де

на підлозі настелений ламінат, використовувати плівкову підлогу, як основне опалення практично неефективно.

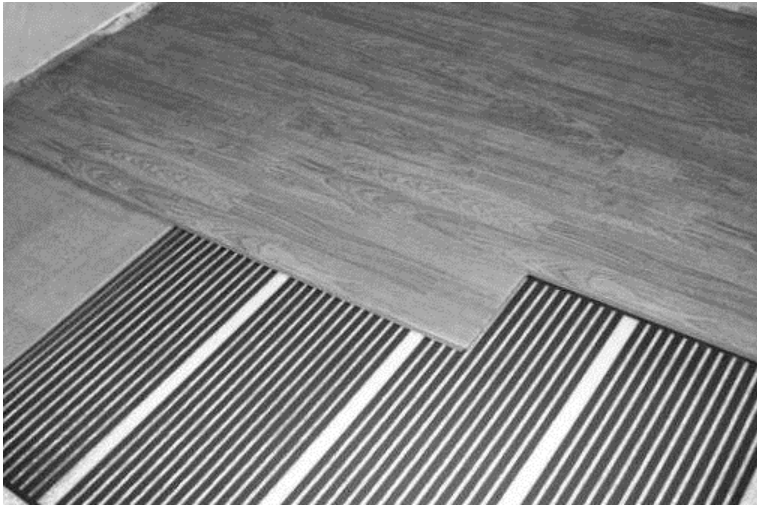


Рис. 3. ІЧ обігрівуюча плівка змонтована під ламінатом



Рис. 4. Схема укладання плівки

На відміну від ламінату кахельне покриття добре вбирає та акумулює тепло. Багато людей бояться класти кахель поверх плівки, бо впевнені, що він погано триматиметься і можуть потріскатися шви. Насправді ж кахель на плівці тримається також добре, як і на бетонній стяжці, але тільки за умови правильного здійснення монтажу (рис. 5).



Рис. 5. Схема вкладання плівки під кахель

При монтажі ІЧ плівки під кахель обов'язково потрібно застосовувати армувальну сітку. Сітка повинна бути закріплена ударними дюбелями до чорнової підлоги по всій площі приміщення. Вкладати кахель необхідно за допомогою клею для теплих підлог, а товщина клейового шару повинна становити не менше 15 мм.

Інфрачервона нагрівальна плівка володіє цікавою особливістю – її можна використовувати не тільки для теплої підлоги, але й кріпити на стіни або стелю, використовувати для обігріву тимчасових приміщень, застосовувати в тепличному господарстві.

Варто відмітити, що інфрачервона плівкова тепла підлога швидко отримала популярність через те, що володіє позитивними властивостями. Звичайно, цей вид опалення, як і будь-який інший, має і свої недоліки, проте, вони не суттєві. Дана система є економною та здатною виступити в ролі повноцінної заміни центрального опалення. Інфрачервона тепла підлога є дуже вдалим рішенням для опалення квартири, замиського будинку, громадських, адміністративних і виробничих площ.

1. <http://www.nalyvnapidloga.ru/sekrety-ukladannya-plivkovogo-stati.html>.
2. <https://www.youtube.com/watch?v=rbYYzHd1DW4#t=15>.
3. <http://budporadnyk.com.ua/content/%D1%96nfrachervonap1%D1%96v kovateplap%D1%96dloga>.
4. <http://www.plastimet.com.ua/shop/Plivkova-infrachervona-tepla-pidloha Rexva>.

**ДОСЛІДЖЕННЯ СТРУКТУРОУТВОРЕННЯ ЦЕМЕНТНОГО
ТІСТА В ПРИСУТНОСТІ НАПОВНЮВАЧІВ РІЗНОЇ
ДИСПЕРСНОСТІ**

**THE STUDY OF STRUCTURE OF THE CEMENT PASTE IN
THE PRESENCE OF FILLERS DIFFERENT DISPERSION**

**Беліченко О.А., к.т.н, наук. співр. (Харківський національний
автомобільно-дорожній університет, м. Харків)**

**Belichenko O.A., Ph.D., Researcher (Kharkov national automobile and
highway university, Kharkiv)**

У статті приведено експериментальні данні впливу виду та дисперсності мікронаповнювачів на процеси структуроутворення цементного тіста. Досліджено вплив мікронаповнювача різної дисперсності на нормальну густину, строки тужавлення та пластичну міцність цементного тіста. Визначено, що оптимальна кількість мікронаповнювача залежить від його виду та дисперсності.

Basically, the researchers studied the effects of different types of micro fillers with different particle sizes on the physical and mechanical properties and structure of cement stone and concrete. No studies have been conducted to determine the effect of one type of micro filler, but with different dispersion on the properties and processes of structure of cement composites. The paper presents experimental data on the influence of the form and dispersion of the fillers in the micro processes of structure of cement paste. The influence of different micro filler dispersion of the normal density, setting time and strength of the plastic cement paste. Introduction microfiller in cement paste leads to a change in setting time. It is found that the optimum amount of micro filler depends on its type and dispersion. With increasing dispersion microfiller decrease its optimal amount for which there is a maximum strength. It is shown that the optimal amount of micro filler in cement composites is influenced not only by its dispersion, but also the hardness of the starting material from which the microfill.

Ключові слова: мікронаповнювач, дисперсність, пластична міцність, цементне тісто, структуроутворення

Keywords: microfill, dispersion, plastic strength, cement paste, structure

Вступ. Застосування тонкодисперсних добавок на сьогоднішній день є невід'ємною частиною створення сучасних високофункціональних бетонів. Введення до складу бетонних сумішей мінеральних наповнювачів різної дисперсності приводить до підвищення фізико-механічних показників бетонів, а також сприяє зменшенню витрат в'язучого (цементу) - найдорожчого компонента бетону.

Огляд останніх досліджень. Ефективне використання дисперсних матеріалів залежить від хімічного складу і дисперсності як в'язучого, так і мінеральної добавки, що застосовується [1, 2]. Вплив мінеральних добавок обумовлено тим, що вони: впливають на процес гідратаційного твердіння портландцементу; мікроармують цементний камінь, що утворюється; перешкоджають поширенню в ньому мікротріщин при дії зовнішніх напружень.

Дисперсні мікронаповнювачі можуть виконувати роль підкладок, на яких відбувається ріст кристалів гідратних сполук, що утворюються. При цьому важливо, щоб добавки були досить близькі за складом, типом хімічних зв'язків, фізико-хімічними характеристиками до вихідних в'язучих речовин та продуктів їх гідратації [3].

Для забезпечення високої ефективності дії мікронаповнювачів важливі не тільки їх властивості, а й кількість, що вводиться та дисперсність. Слід зазначити, що кількість мінеральних добавок, що вводяться, у багатьох випадках коливається в широких межах: від частки відсотка до декількох десятків відсотків від маси в'язучої речовини [1 - 4]. Дисперсність добавок враховується далеко не завжди і в деяких випадках в статтях не наводиться оцінка впливу кількості та дисперсності мікронаповнювачів.

Л.Й. Дворкін зі співавторами показали [5], що високодисперсні активні мінеральні наповнювачі в цементних системах впливають на структуроутворення і властивості бетонів.

У роботі [6] В.С. Дорофеев, В.М. Вировий і В.І. Соломатов вважають, що наповнювачі можуть бути демпферами, які здатні

стримувати ріст тріщин, і як наслідок підвищувати механічні характеристики.

А.Ю. Полак [7] вважає, що в об'ємі цементного каменю можуть виникати розтягуючі напруги, якщо параметри наповнення виходять за межі оптимуму. Для того, щоб зняти розтягуючі напруження Л.Й. Дворкін зі співавторами [5] пропонує використовувати поліфракційний мікронаповнювач, що містить зерна різної крупності, розмір яких може знаходитися в діапазоні від декількох мікрон до десятих часток міліметра. Така поліфракційність, на їхню думку, може дозволити створювати в системі, що твердіє контакти, які обумовлені силами електростатичного тяжіння між частинками різної крупності.

Метою експерименту, проведеного В.Г. Зазимко [8] було поліпшити гранулометричний склад суміші за рахунок введення наповнювача у вигляді меленого кварцового піску, і як наслідок знизити витрату цементу. Питома поверхня подрібненого піску становила $3000 \text{ см}^2/\text{г}$. Автори вважають, що тонкоподрібнений наповнювач спільно з цементом бере участь у формуванні мікроструктури цементного каменю і контактних зон між зернами піску.

Для підвищення міцності цементного каменю і бетону Г.І. Бердов [9] застосовував мінеральні добавки, такі як мікрокремнезем ($S_{\text{пит}} = 5230 \text{ см}^2/\text{г}$), золю-винесення ($S_{\text{пит}} = 7420 \text{ см}^2/\text{г}$), вапнякове борошно ($S_{\text{пит}} = 8560 \text{ см}^2/\text{г}$). Оптимальний вміст добавок становив: для мікрокремнезема і золи-винесення 1,5 %, для вапнякового борошна – 7 %. Збільшення міцності при стисканні становить при введенні: 7 % вапнякового борошна – 15 %; 1,5 % золи-винесення - 11,5 %; 1,5 % мікрокремнезему – 3 %. Автори вважають, що оптимальна кількість добавки залежить від її дисперсності та від таких властивостей, як твердість, щільність, модуль пружності. Оптимальний вміст добавки визначатиметься її впливом на процес гідратації цементу, формування контактної зони між частинками добавки і цементним каменем, а не мікроармуванням цементного каменю.

В основному дослідники вивчали вплив різних видів мікронаповнювачів різної дисперсності на фізико-механічні показники та структуру цементного каменю і бетону. Не були проведені дослідження по визначенню впливу одного виду

мікронаповнювача, але різної дисперсності на властивості цементних композитів.

Постановка мети і задач досліджень. Метою досліджень, що проводяться на кафедрі технології дорожньо-будівельних матеріалів Харківського національного автомобільно-дорожнього університету, було дослідження впливу виду і дисперсності мікронаповнювача на процеси структуроутворення цементного тіста.

Методика досліджень. У дослідженнях застосовували мікронаповнювачі різної природи та дисперсності - мікрокварц (мелений кварцовий пісок) і крейда. Мікронаповнювачі отримували шляхом подрібнення природної сировини у кульовому млині до питомої поверхні 300 м²/г, 600 м²/г, 1000 м²/г. Цемент ПЦ І-500Н Івано-Франківського цементного заводу. Дисперсність мікронаповнювачів оцінювали за допомогою приладу поверхнеміру типу ПСХ-10. Отримані мікронаповнювачі різної дисперсності додавали у цементне тісто і визначали його пластичну міцність за допомогою важільного конічного пластометра. Міцність цементного каменю визначали за стандартною методикою у відповідності до діючих нормативних документів.

Результати досліджень. Проводили дослідження по визначенню впливу дисперсності мікронаповнювача мікрокварцу на нормальну густину і терміни схоплювання цементного тіста (табл. 1).

Таблиця 1
Вплив дисперсності мікронаповнювача мікрокварцу на терміни тужавлення цементного тіста

№ з/п	Дисперсність та кількість мікронаповнювача		Нормальна густина, %	Терміни схоплювання	
	S _{пит} , м ² /г	% від m _ц		ПС	КС
1	-	-	30,5	1 г. 25 хв.	3 г. 55 хв.
2	300	5	32,5	2 г. 25 хв.	3 г. 35 хв.
3	1000	5	33,0	2 г. 25 хв.	3 г. 25 хв.

Показано, що при введенні мікрокварцу дисперсністю 300 м²/г нормальна густина збільшується з 30,5 % для контрольного складу до 32,5 %. Час початку схоплювання цементного тіста

подовжується на 1 годину у порівнянні з контрольним складом без мікронаповнювача. Час кінця тужавлення скорочується на 20 хв. Аналогічна закономірність спостерігається і при введення в цементне тісто мікрокварцу дисперсністю $1000 \text{ м}^2/\text{г}$. Нормальна густина збільшується на 10 %, а кінець схоплювання зменшується на 30 хв.

Дослідження пластичної міцності цементного тіста показали, що прискорений набір пластичної міцності (що свідчить про початок структуроутворення в цементному тісті) для цементу без мікронаповнювача починається через 3 год 30 хвилин (рис. 1).

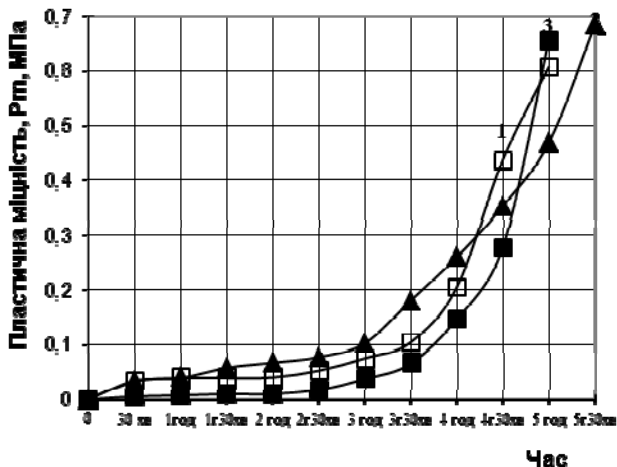


Рис. 1. Пластична міцність цементного тіста з мікронаповнювачем різної дисперсності: 1) цемент; 2) цемент + мікрокварц 5 % від $m_{\text{ц}}$ дисперсністю $300 \text{ м}^2/\text{г}$; 3) цемент + мікрокварц 5 % від $m_{\text{ц}}$ дисперсністю $1000 \text{ м}^2/\text{г}$

Введення до складу цементного тіста мікрокварцу дисперсністю $300 \text{ м}^2/\text{г}$ привело до подовження початку схоплювання на 1 год, але скороченню кінця тужавлення на 20 хвилин (табл. 1). Вплив мікрокварцу на прискорення процесів твердіння підтверджується даними на рис. 1 крива 2. Структуроутворення у тісті з мікрокварцем дисперсністю $300 \text{ м}^2/\text{г}$ починається на 30 хвилин раніше, ніж в тісті на чистому цементі. Зміна питомої поверхні мікрокварцу до $1000 \text{ м}^2/\text{г}$ змінило терміни схоплювання тіста і характер кривих пластичної міцності. Початок схоплювання тіста з

мікрокварцем подовжився, так, як і в тісті з більш грубодисперсним мікрокварцем (табл. 1). Таким же залишився кінець схоплювання. Структурування в тісті з мікрокварцем дисперсністю 1000 м²/г починається через 3 год 30 хвилин (рис. 1, крива 3).

Дослідження міцності цементного каменю з мікронаповнювачами різної природи та дисперсності (табл. 2) показали, що зі збільшенням дисперсності мікронаповнювача спостерігається зменшення його оптимальної кількості з точки зору приросту міцності. Очевидно, що на фізико-механічні показники впливає не тільки дисперсність мікронаповнювача, але і його природа. При введенні в цементне тісто мікрокварцу дисперсністю 300 м²/г оптимальний приріст міцності цементного каменю спостерігається при його вмісті 9 % від маси цементу, при дисперсності 600 м²/г оптимум становить 5 % і 9 % від маси цементу, а при S_{пит} = 1000 м²/г – 5 % від маси цементу.

Таблиця 2

Міцність цементного каменю природного твердіння в залежності від дисперсності мікронаповнювача

№ з/п	Кількість добавки	Міцність цементного каменю у віці 28 діб, МПа					
		Мікрокварц			Крейда		
		Дисперсність, м ² /г			Дисперсність, м ² /г		
		300	600	1000	300	600	1000
1	Без добавки	41,2	41,2	41,2	41,2	41,2	41,2
2	3 % від m _ц	46,5	48,5	53,2	47,5	67,5	65,3
3	5 % від m _ц	52,4	59,0	59,2	55,4	41,5	56,6
4	7 % від m _ц	54,8	48,9	47,6	65,1	67,0	54,5
5	9 % від m _ц	64,2	63,0	46,2	56,3	56,6	48,4

При введенні в цементне тісто крейди дисперсністю 300 м²/г оптимум міцності цементного каменю спостерігається при його вмісті 7 % від маси цементу, при S_{пит} = 600 м²/г - оптимум становить 3 % і 7 % від маси цементу, а при S_{пит} = 1000 м²/г – 3 % від маси цементу. Можна припустити, що на оптимальну кількість мікронаповнювача в цементних композитах впливає не тільки його дисперсність, але і твердість вихідної речовини, з якої отримано мікронаповнювач.

Висновки.

1. Встановлено, що мінеральні добавки, які вводяться до складу бетонних сумішей впливають на мікро- і мезо- структури бетону.

2. Показано, що оптимальна кількість мікронаповнювача залежить від його виду і дисперсності. При збільшенні дисперсності мікронаповнювача спостерігається зниження його оптимальної кількості, при якому спостерігається максимум міцності.

3. Встановлено, що на оптимальну кількість мікронаповнювача в цементних композитах впливає твердість вихідної речовини, з якої отримано мікронаповнювач.

1. Хозин В.Г. Эффективность применения золы-уноса Гусиноозерской ГРЭС в составе цементов низкой водопотребности / В.Г. Хозин, О.В. Хохряков, А.В. Битцер, Л.А. Урханова // Строительные материалы. – 2011. – № 7. – С. 76 – 77.

2. Лесовик В.С. Повышение эффективности вяжущих за счет использования наномодификаторов / В.С. Лесовик, В.В. Потапов, Н.И. Алимova, О.В. Ивашова // Строительные материалы. – 2011. – № 12. – С. 60 – 62.

3. Ильина Л.В. Цементные материалы с минеральными микронаполнителями / Л.В. Ильина, Н.О. Гичко // Международный журнал прикладных и фундаментальных исследований. – 2013. – № 8. – С. 122 – 124.

4. Рамачадран В.С. Добавки в бетон. Справочное пособие: Пер. с англ. / Под ред. В.С. Рамачадрана. – М.: Стройиздат, 1988. – 575 с.

5. Цементные бетоны с минеральными наполнителями / [Дворкин Л.Й., Соломатов В.И., Выровой В.Н., Чудновский С.М.]. – К.: Будівельник, 1991. – 136 с.

6. Дорофеев В.С. Пути снижения материалоемкости строительных материалов и конструкций / В.С. Дорофеев, В.Н. Выровой, В.И. Соломатов. – Киев: УМК ВО, 1989. – 79 с.

7. Полак А.Ф. Твердение мономинеральных вяжущих веществ: Вопросы теории / А.Ф. Полак. – М.: Стройиздат, 1966. – 208 с.

8. Зазимко В.Г. Мелкозернистый бетон роликового формирования с тонкомолотыми минеральными добавками / В.Г. Зазимко, А.Ф. Масляев, А.М. Кагитин // Ресурсосберегающие технологии, структура и свойства дорожных бетонов: тезисы докладов республиканской конференции, г. Харьков, 11 – 13 октября 1989 г.). – Харьков: Изд-во ХАДИ. – 1989. – 220 с., С. 130 – 131.

9. Бердов Г.И. Влияние высокодисперсных минеральных добавок на механическую прочность цементного камня / Г.И. Бердов, Н.И. Никоненко, Л.В. Ильина // Известия вузов. Строительство. – 2011. - № 12 (636). – С. 25 – 30.

**ПОХИЛІ ПЕРЕРІЗИ ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
ЕЛЕМЕНТІВ З ВІДІГНУТИМИ СТЕРЖНЯМИ**

**SLOPING CROSS-SECTIONS OF BENDING REINFORCED
CONCRETE ELEMENTS WITH BENDED RODS**

**Бондарський О.Г., к.т.н., доцент, Ужегова О.А., к.т.н., доцент,
Задорожнікова І.В., к.т.н., доцент, Ротко С.В., к.т.н., доцент,
Ужегов С.О., асистент (Луцький національний технічний університет,
м. Луцьк)**

**Bondarsky O.H., candidate of technical sciences, associate professor,
Uzhegova O.A., candidate of technical sciences, associate professor,
Zadorozhnikova I.V., candidate of technical sciences, associate professor,
Rotko S.V., candidate of technical sciences, associate professor,
Uzhegov S.O, assistant (Lutsk National Technical University, Lutsk)**

У статті наведені положення розрахунку та конструювання похилих перерізів залізобетонних елементів на основі деформаційної моделі, відповідно до чинних будівельних норм України, гармонізованих до Eurocode-2.

Calculation of sloping cross-sections of bending elements performed on the basis of general deformation model in accordance with applicable building codes of Ukraine harmonized to Eurocode-2. Resistance of sloping cross-section of reinforced concrete element with joint action of bending moment and transverse force is determined from equilibrium conditions, joint deformations and diagrams of concrete deformation considering plane and stressed state.

In this article presented the algorithm for calculating sloping cross-sections and an example of rigid T-profile beam calculation and design using transverse reinforcement and bended rods.

Ключові слова: залізобетон, деформаційна модель, похилі перерізи, міцність, робоча арматура, відігнуті стержні.

Keywords: reinforced concrete, deformation model, sloping cross-sections, strength, working reinforcement, bended rods.

Розрахунок похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів виконують на основі загальної деформаційної моделі з метою визначення необхідності встановлення поперечної арматури, а також для визначення кроку та діаметра хомутив. Критерієм вичерпання несучої здатності похилого перерізу є досягнення деформаціями стиснутого бетону над похилою тріщиною в напрямку головних стискуючих напружень граничних значень.

Опір похилого перерізу з поперечним армуванням V_{Rd} визначається із застосуванням величин [1, п. 6.2]: $V_{Rd,c}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти похилий переріз без армування (бетон) – розрахунковий опір бетону зсуву; V_{Ed} – розрахункове значення поперечної сили у певному перерізі від дії зовнішнього навантаження і попереднього напруження, якщо таке є.

Якщо виконується умова $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, то це означає, що лише бетонний переріз цілком сприймає внутрішні поперечні зусилля і абсолютно нема потреби ставити поперечну арматуру за розрахунком. У цьому випадку повинна бути встановлена мінімальна кількість поперечної арматури за мінімальним відсотком поперечного армування [1, п. 6.2]:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

Якщо умова $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ не виконується, то це означає, що в похилих перерізах утворюватимуться тріщини. Щоб цього уникнути, розтягуючі зусилля має сприймати поперечна арматура вертикальна або похила (відігнуті стержні). При великих значеннях V_{Ed} доводиться одночасно встановлювати і вертикальні і похилі стержні. Смуга бетону між сусідніми похилими тріщинами працює на стиск. Кут нахилу стиснутих смуг є в межах $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ (за таких умов $0,4 \leq \tan \theta \leq 1$; $2,5 \geq \cot \theta \geq 1$).

Для елементів з відігнутими стержнями (з похилою поперечною арматурою) опір зсуву перерізу визначають за формулами [2, п. 4.6.3], причому, приймають менше з отриманих значень:

$$V_{Rd,ins} = \frac{A_{sw,inc}}{s_{w,ins}} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha ;$$

$$V_{Rd,ins,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)}$$

Якщо $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$, то площу відігнутих поперечних стержнів можна обчислити за формулою

$$A_{sw,ins} = \frac{V_{Rd,ins} \cdot s_{w,ins}}{f_{ywd} z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}$$

Мінімальне значення площі поперечного перерізу поперечної арматури

$$A_{sw,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} s_w b_w$$

Максимальне значення площі поперечного перерізу поперечної арматури

$$A_{sw,max} \leq \frac{0,5 \alpha_{cw} \nu_1 f_{cd} b_w s}{f_{yd}}$$

Рекомендовані кроки поперечної вертикальної арматури – 100, 125, 150, 200, 250 мм. Максимальний крок поперечної вертикальної арматури $s_{w,max} = 0,75 d$, мм.

Якщо поперечна вертикальна арматура не задовольняє вимогам конструювання та виготовлення (малий крок або великий діаметр поперечної вертикальної арматури, високий відсоток армування тощо), то стає необхідним змінити розміри перерізу, площу поперечної арматури або перейти на комбіноване поперечне армування з вертикальною і похилою поперечною арматурою з кутом нахилу $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ (рекомендовано кут 45° для балок заввишки до 800 мм, а кут 60° – для балок висотою понад 800 мм).

Норми [1, 2] рекомендують передавати на поперечну вертикальну арматуру зусилля більше за $0,5V_{Ed}$, а іншу частину передавати на відігнуті стержні так, щоб виконувалась умова:

$$V_{Ed} = V_{Rd,w} + V_{Rd,ins}$$

де $V_{Rd,w}$ – частина поперечної сили в перерізі, яку сприймає лише вертикальна поперечна арматура;

$V_{Rd,ins}$ – частина поперечної сили в перерізі, яку сприймає похила поперечна арматура – відігнуті стержні.

Якщо є потреба встановити поперечну арматуру вертикально розташовану і відігнуті стержні, то їх розрахунок виконують на основі викладеної вище теорії за наведеним прикладом.

Підібрати поперечне армування з поперечної вертикальної арматури та відігнутих стержнів в межах проміжної опори нерозрізної балки таврового профілю $b_w \times h = 300 \times 500$ мм. Балка виготовлена з бетону класу С20/25, $f_{cd} = 14,5$ МПа, $f_{ck} = 18,5$ МПа, армована поздовжньою арматурою 4Ø20А400С в нижній частині перерізу у прольотах, а у верхній частині балки на опорі арматура 2Ø20А400С + 2Ø12А400С, площа перерізу цієї арматури $A_s = 628,0 + 226,1 = 854,1$ мм², $f_{yd} = 365$ МПа (рис. 1). Максимальна поперечна сила у розрахунковому перерізі $V_{Ed} = 300$ кН. Для вертикальних стержнів застосувати арматуру класу А240С, $f_{ywd} = 170$ МПа; $f_{ywk} = 180$ МПа, а для відігнутих – А400С, $f_{ywd} = 285$ МПа; $f_{ywk} = 310$ МПа.

Перевірка необхідності поперечного армування

1.	$d = h - a = 500 - 35 = 465$ мм
2.	$\rho_l = A_{sl} / b_w d = 854,1 / (300 \times 465) = 0,006$
3.	$\rho_l = 0,006 < 0,02$, умова виконується
4.	$\sigma_{cp} = 0$
5.	$k_1 = 0,15$
6.	$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/465} = 1,66$
7.	$k = 1,66 < 2,0$, умова виконується
8.	$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d =$ $= 0,1385 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d =$ $= 0,1385 \cdot 1,66 \cdot (100 \cdot 0,006 \cdot 18,5)^{1/3} \cdot 300 \cdot 465 = 71717,1 \text{ Н} = 71,7 \text{ кН}$
9.	$V_{Ed} = 250$ кН $\geq V_{Rd,c} = 71,7$ кН, умова виконується. Отже, потрібен розрахунок поперечної арматури.
	Підбір вертикальної поперечної арматури
10.	$v = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 (1 - 18,5 / 250) = 0,556 < 0,6$
11.	Задаються найменшим кутом нахилу стиснутих смуг $\theta = 21,8^\circ$. Тоді $\tan \theta = 0,4$, а $\cot \theta = 2,5$ і $\cot^2 \theta = 6,25$
12.	$z = 0,9d = 0,9 \cdot 465 = 418,5$ мм
13.	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{1 \cdot 300 \cdot 418,5 \cdot 0,556 \cdot 14,5}{2,5 + 0,4} =$ $= 349029,0 \text{ Н} = 349 \text{ кН}$
14.	Умова $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$ виконується, бо 349 кН > 250 кН.

15.	Призначаємо крок поперечної арматури з конструктивних міркувань: $s \leq 0,5h$; $s \leq 150$ мм; $s \leq s_{w,max} = 0,75 d$ мм. Отже, $s = 125$ мм
16.	$V_{Rd,w} = 0,5V_{Ed} = 0,5 \cdot 250$ кН = 125 кН
17.	$A_{sw} = \frac{V_{Rd,w} \cdot s}{0,8 f_{yw} \cdot z \cdot \cot \theta} = \frac{0,5 \cdot 250 \cdot 10^3 \cdot 125}{0,8 \cdot 180 \cdot 418,5 \cdot 2,5} = 103,7 \text{ мм}^2$
18.	Підбір поперечної арматури за $A_{sw} = 103,7 \text{ мм}^2$ $2\text{Ø}8\text{A}240\text{C}$ з $A_{sw,факт} = 100,5 \text{ мм}^2$
19.	Уточнюємо величину $V_{Rd,w}$ при $A_{sw} = A_{sw,факт}$. $V_{Rd,w} = A_{sw,факт} \cdot 0,8 f_{yw} \cdot z \cdot \cot \theta / s =$ $= 100,5 \cdot 0,8 \cdot 180 \cdot 418,5 \cdot 2,5 / 125 = 121130,64 \text{ Н} = 121,1 \text{ кН}$
	Підбір відігнутих стержнів. Кут $\alpha = 45^\circ$
20.	$V_{Rd,ins} = V_{Ed} - V_{Rd,w} = 250 - 121,1 = 128,9$ кН
21.	$A_{sw,ins} = \frac{V_{Rd,ins} \cdot s_{w,ins}}{f_{ywd} z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha} =$ $= \frac{128,9 \cdot 1000 \cdot 450}{285 \cdot 418,5(2,5 + 1)\sqrt{2}/2} = 196,5 \text{ мм}^2$
22.	Підбір відігнутих стержнів за $A_{sw,ins} = 196,5 \text{ мм}^2$ $2\text{Ø}12\text{A}240\text{C}$ $A_{sw,факт} = 226,1 \text{ мм}^2$. Конструювання перерізу виконане на рис. 1.

Отже, виконавши необхідні розрахунки, стало відомо, що арматура у балці передбачена така: робоча поздовжня у прольотах **4Ø20A400C**; на опорі робоча поздовжня **2Ø20A400C + 2Ø12A400C**; поперечна вертикальна **2Ø8A240C** (поз.4), крок **125** мм; відігнуті стержні **2Ø12A400C** (поз.5).

У зв'язку з тим, що у прольотному перерізі є 4 стержні **Ø20A400C**, то з метою економії до опори можна довести лише два стержні (крайні) **Ø20A400C** (поз.1), а інші **2Ø20A400C** (поз.2) перевести з нижньої зони в прольоті у верхню зону на опорі. Робоча арматура на опорі прийнята за рахунок пролітної відігнутої арматури **Ø20A400C** (поз.2) і арматури **Ø12A400C**, прийнятої за величиною від'ємного опорного згинального моменту.

У стиснутій зоні встановлена конструктивна арматура за умови мінімального армування

$$A'_s = 0,0013b_w d = 0,0013 \cdot 300 \cdot 465 = 181,35 \text{ мм}^2.$$

За сортаментом підбирають армування: $2\text{Ø}12\text{A}240\text{C}$, (поз.3)
 $A'_s \text{ факт} = 226,1 \text{ мм}^2$.

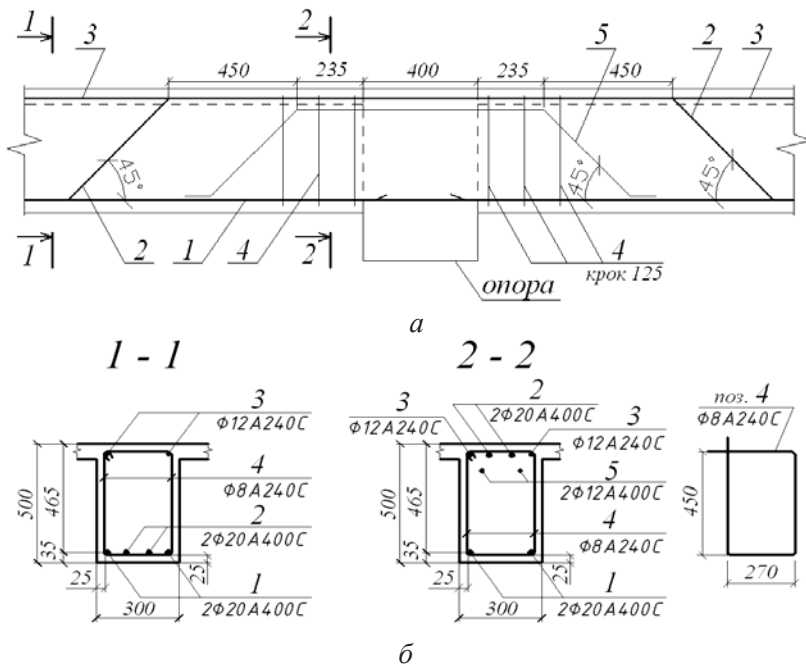


Рис. 1. Армування балки поперечною вертикальною арматурою та відігнутими стержнями: а – вид збоку; б – перерізи 1 – 1; 2 – 2

На опорі для сприйняття згинального моменту працюють лише ті арматурні стержні, котрі мають до опорного перерізу пряму ділянку завдовжки не менше $0,5d$ (тут $0,5 \cdot 465 = 322,5$ мм).

1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України: ДБН В.2.6-98:2009. – К.: Мінрегіонбуд 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 / Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.

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., Сморгалов Д.В. Розрахунок за міцністю перерізів, нормальних та похилих до поздовжньої осі, згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009. – К.: КНУБА, 2012. – 62 с. УДК 624.012.042

РОЛЬ ДЕФОРМАЦИЙ В ФОРМИРОВАНИИ НАЧАЛЬНОЙ ПОВРЕЖДЕННОСТИ КОНСТРУКЦИИ-СИСТЕМЫ

ROLE OF DEFORMATIONS IN FORMATION OF INITIAL DAMAGE OF CONSTRUCTION-SYSTEM

Выровой В.Н., д.т.н., проф. (ОГАСА, г. Одесса), Коробко О.А., к.т.н., доцент (ОГАСА, г. Одесса), Непомнящий А.И., аспирант (ОГАСА, г. Одесса)

Vyrovoy V.N., DSc in engineering, professor (Odessa State Academy Civil Engineering and Architecture, Odessa), Korobko O. A., Ph.D., senior lecturer (Odessa State Academy Civil Engineering and Architecture, Odessa), Nepomnyashchy A.N., post-graduate student (Odessa State Academy Civil Engineering and Architecture, Odessa)

У статті показана динаміка розвитку власних деформацій в структурі матеріалу конструкції як системи та проаналізовано вплив геометричних особливостей рівнів структурних неоднорідностей на початкову пошкодженість зразків та виробів.

The article presents an analysis of development of deformations in structure of material of construction as the interconnected set of levels of structural heterogeneity. It is shown that interference and interdependence of the structural organization of individual levels initiates returnable waves of deformations. It promotes self-generation and self-development of technological cracks and inner surfaces of partition as active elements of structure which set determines damage of material of construction by initial defects. Possibility of damage control samples by the directional change of geometrical parameters of each level of heterogeneity is experimentally confirmed. Damage coefficient values changed to 60% depending on the geometry of structural levels.

Ключевые слова: конструкция-система, деформации, трещины, внутренние поверхности раздела, поврежденность.

Keywords: construction-system, deformations, cracks, inner surfaces of partition, damage.

Введение и анализ исследований. Представление строительных конструкций в виде систем априорно предполагает их определенное структурное оформление [1]. Организация структуры зависит от качественного состава и количественных соотношений исходных компонентов, геометрических характеристик изделия и технологических условий и режимов приготовления бетонной смеси и ее переработки в конструкцию-систему. Таким образом, технология является одним из основных факторов управления структурой и, следовательно, свойствами композиционных строительных материалов и конструкций.

В общем случае понятие *технология* (от греч. *techne* – искусство, мастерство, умение и *logos* – слово, учение) включает в себя как технологию-практику – совокупность методов и производственных процессов в определенной отрасли производства, так и технологию-науку – научное описание способов производства и процессов и явлений, которые происходят при переработке исходного сырья в потребительский продукт. В работе [2] предлагается использовать идеи и методы системного подхода для более полной трактовки понятия технологии. Общим для технологии-практики, технологии-науки и технологии-системы следует считать обязательное наличие определенного комплекса событий, реализация которых позволяет получать из исходного сырья конечный продукт – в нашем случае конструкцию-систему. К событиям можно отнести химические, физические, физико-химические, механические и многие другие процессы и явления, связанные с взаимодействием веществ и организацией структуры материалов. Реализация каждого события в системе происходит с изменением энергетического состояния взаимодействующих веществ, которое приводит к изменению температуры и объема систем. В свою очередь, тепловые и объемные деформации можно выделить в качестве элементов общей динамической сети непрерывных циклов зарождений, преобразований и дополнений, взаимозависимых друг от друга и определяющих макросостояние системы, отвечающее за проявление требуемого уровня ее свойств.

Деформации провоцируют динамику структурных преобразований строительных конструкций на протяжении всего их

жизненного цикла. В период создания системы деформации инициируют процессы ее самоорганизации, а в активную фазу выполнения ею основных функций содействуют их реализации путем спонтанной перестройки структуры материала конструкций. Это становится возможным при сосуществовании в материале структурных элементов, способных воспринимать, перераспределять, трансформировать и диссипатировать деформации всех видов. В работе [1] к таким элементам отнесены технологические трещины и внутренние поверхности раздела, которые, через изменение собственных параметров, определяют структурные преобразования материалов, адекватно реагируя на различные виды воздействий.

Постановка цели и задач исследований. Технологические трещины (ТТ) и внутренние поверхности раздела (ВНР) как активные элементы присутствуют на всех уровнях неоднородностей материалов с полиструктурной организацией [3]. Характерный набор трещин и поверхностей раздела определяет неповторимый «структурный портрет» каждого уровня неоднородностей по завершению основных процессов организации структуры материала и тем самым является ответственным за реализацию его свойств в конструкции. Возникновение, формо- и видоизменение ТТ и ВНР происходит по локальным и интегральным границам раздела структурных уровней в результате проявления деформаций, их перераспределения и передачи с одного уровня неоднородностей на другой. Исходя из этого, представляется важным провести анализ динамики развития собственных деформаций в структуре материала конструкции и показать возможность их наведения для управления параметрами технологических трещин и внутренних поверхностей раздела.

Методика и результаты исследований. Деформации воспринимаются и передаются через границы раздела уровней, что обеспечивает их взаимообусловленное участие в структурообразовании друг друга и структуры конструкции как сложноорганизованного и оформленного в конструктивную форму материала. Это проявляется в том, что структурные преобразования одного уровня отражаются на процессах организации структуры других уровней, а реализованные изменения служат причиной изменения уже исходных структур. Таким образом, выполняется взаимная инициация структурного оформления различных уровней.

При этом протекание процессов структурообразования материала конструкции сопровождается саморазвитием сети внутренних деформационных явлений. При этом уровни неоднородностей могут лишь инициировать структурные изменения других уровней, но не управлять ими. Побуждение (толчок) к началу организации уровней провоцируется их внутренними причинами.

Начальный этап проявления деформаций реализуется на уровнях микроструктуры. Источником возникновения деформаций являются физико-химические процессы организации структуры материала на уровне частиц вязущего. Распределение частиц дисперсной фазы по структурным агрегатам ведет к образованию взаимосвязанной сети межкластерных поверхностей раздела.

Деформации воспринимаются межкластерными поверхностями раздела микроструктуры и передаются на макроуровень, представленном неоднородностью «заполнители – матричный материал». При этом формируется начальная деформационная волна, в результате которой градиенты объемных изменений микроуровня, обусловленные флуктуациями его вещественного состава, передаются на уровень макроструктуры, определяя возникновение ее собственных деформаций. Это ведет к самопроизвольному формоизменению поверхностей раздела, что инициирует возникновение градиентов деформаций по величине и направлению действия.

Градиенты деформаций макроструктуры определяют деформационные процессы материала на уровне конструкции, уникальность протекания которых в отдельных ее объемах обуславливает неравномерное распределение полей остаточных напряжений, вызванных локальными изменениями плотности в материале. Это служит причиной перераспределения градиентов деформаций и вызывает возвратную волну их воздействия на уровни макро- и микроструктур.

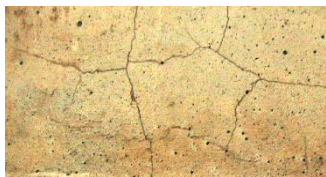
Проявление разновеликих и разнонаправленных деформаций на уровне конструкции вызывает дальнейшее формоизменение границ раздела макроструктуры, что отражается на продолжающихся физико-механических процессах нижних уровней и ведет к еще большему разнообразию ее структуры. Как результат, изменяется кинетика протекания физико-химических процессов организации структуры микроуровня с возбуждением новой волны деформаций, градиенты которых, накладываясь на существующие

поля деформаций, воспринимаются и передаются внутренними и внешними границами микроструктуры на поверхности раздела макроуровня и структуры бетона на уровне конструкции. Таким образом, происходит взаимная инициация возвратных волн перехода объемных деформаций с уровня на уровень, что позволяет структурным неоднородностям обуславливать структурную организацию друг друга в зависимости от своих внутрисистемных характеристик.

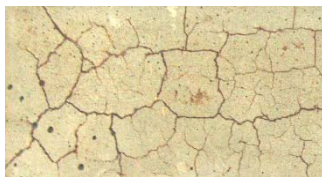
Переход деформационных волн с одного уровня на другой провоцирует изменение геометрии их границ, что создает условия для возникновения и роста ТТ и ВПР. Это предполагает, что в качестве управляющего фактора можно выделить пространственно-геометрические параметры каждого уровня неоднородностей. В микроструктуре такие характеристики определяются дисперсностью и количеством частиц вяжущего, на уровне макроструктуры – типом укладки и ориентированием заполнителей, а на уровне конструкции – конфигурацией внешних границ изделия как целостного объекта.

Изменение геометрических особенностей даже одного уровня неоднородностей через взаимовлияние их структурной организации под влиянием взаимообусловленного развития деформаций позволит получать требуемый набор технологических трещин и внутренних поверхностей раздела в структуре материала. Тем самым обеспечивается возможность управления поврежденностью строительных конструкции начальными дефектами для повышения их физико-механических свойств.

В работе [4] поврежденность материалов, возникающую в период их переработки в изделие, предложено оценивать с помощью коэффициента поврежденности K_n , определяемого как соотношение общей протяженности дефектов $\sum L$ к площади поверхности, на которой они проявились, a^2 , $K_n = \sum L / a^2$ (см/см²). Предлагаемый метод позволяет количественно проанализировать влияние геометрических параметров структурных уровней на изменение, как их собственной интегральной поврежденности, так и поврежденности всего материала в конструкции. С этой целью были проведены экспериментальные исследования на физических моделях (рис.1).



$H=10\%; S_{уд}=500 \text{ м}^2/\text{кг}$



$H=30\%; S_{уд}=500 \text{ м}^2/\text{кг}$

$K_{п}=0,67$



$K_{п}=0,63$



$K_{п}=0,81$



$K_{ф}=1,0$



$K_{ф}=0,997$



$K_{ф}=0,900$

Рис.1. Влияние геометрических характеристик структурных неоднородностей на поврежденность материала:

- а) – на уровне микроструктуры (Н – количество наполнителя);
- б) – на уровне макроструктуры (Б – имитаторы заполнителей);
- в) – на уровне конструкции (изделия).

Результаты показали, что в зависимости от качественного или количественного составов вяжущего поврежденность структуры материала на микроуровне изменялась до 25%.

Это обусловлено тем, что размеры и количество дисперсных частиц определяют силы и кинетику межчастичных взаимо-

действий, что отражается на форме и размерах кластерных структур, а, значит, и на рельефе и протяженности поверхностей раздела между ними (рис.1, а).

Изменение укладки и взаимного ориентирования заполнителей в структурных ячейках привело в условиях наших экспериментов к изменению размеров агрегатов из частиц вяжущего до 2 раз, сроков схватывания матричного материала на 15-35 минут, а величины объемных деформаций – до 30%. Это свидетельствует о влиянии геометрии макроструктуры на процессы, являющихся источником зарождения деформаций на микроуровне. Опыты показали, что при различных геометрических параметрах начальная поврежденность макроструктуры изменялась более чем в 2 раза (рис.1, б).

Взаимообусловленное формирование деформационного потока направлено передается на уровень конструкции, геометрические очертания которой определяют распределение и перераспределение градиентов деформаций на внешних границах изделия с последующим их формоизменением. Это инициирует возвратную волну деформаций на уровни макро- и микроструктур, что ведет к очередным преобразованиям их структурной организации и возбуждению новой волны деформаций.

Проведенные исследования показали (рис.1, в), что изменение начальной поврежденности изделий определяется коэффициентом их формы K_f [5], который можно выразить как отношение длины нижней грани контрольного образца l_0 к длине измененной грани образцов l : $K_f = l_0/l$. Было определено, что для образцов с $K_f=1,0$ значения K_n по всем граням оставались практически неизменными, тогда как при изменении коэффициента формы до $K_f=0,997$ и $K_f=0,990$ величина K_n изменялась до 40% при переходе от верхней части образца к его нижней грани. Вдоль измененной поверхности изделия начальная поврежденность материала изменялась до 2,5 раз с уменьшением значений K_n в различных участках от центральной части к торцам образца.

Выводы. Проведенный анализ позволяет заключить, что строительные конструкции следует рассматривать в качестве самостоятельного объекта исследований в силу их индивидуального структурного оформления, отвечающего за проявление требуемых свойств. Использование идей и методов системного подхода позволяет представить конструкцию как целостность, которая обеспечивается взаимообусловленностью и взаимодействием ее

разнообразных структурных составляющих. Особенное внимание следует уделять активным элементам, т.к. изменение их параметров вызывает изменение параметров структуры конструкции как системы. При этом следует учитывать, что все структурные особенности материала включены в структуру конструкции. Сам материал конструкции отличается полиструктурным строением и представляет собой взаимосвязанную совокупность характерных уровней структурных неоднородностей, взаимовлияние которых определяет формирование структуры конструкции. Все этапы жизненного цикла конструкции сопровождаются проявлением деформаций, включенных в качестве элемента в общую сеть процессов ее создания и функционирования. Распространение деформаций в материале осуществляется в виде возвратных деформационных волн, которые передаются с одного уровня неоднородностей на другой посредством границ раздела между ними. Это способствует самозарождению и саморазвитию активных элементов – технологических трещин и внутренних поверхностей раздела, определяющих поврежденность материала начальными дефектами. Экспериментальные исследования позволили рекомендовать методы управления формированием и распределением деформаций в структуре материала конструкции на различных уровнях неоднородностей. Это обеспечило возможность прогнозируемого изменения поврежденности как набора активных элементов, отвечающих за сохранение целостности и проявление свойств материала в конструкции.

1. Выровой В.Н. Композиционные строительные материалы и конструкции. Структура, самоорганизация, свойства / В.Н. Выровой, В.С. Дорофеев, В.Г. Суханов. – Одесса: ТЭС, 2010. – 169 с. 2. Сахал Д. Технический прогресс: концепции, модели, оценки / Д. Сахал. – М.: Финансы и статистика, 1985. – 366 с. 3. Соломатов В.И. Полиструктурная теория композиционных строительных материалов / [В.И. Соломатов, В.Н. Выровой, А.Н. Бобрышев и др.]. – Ташкент: ФАН, 1991. – 345 с. 4. Дорофеев В.С. Технологическая поврежденность строительных материалов и конструкций / В.С. Дорофеев, В.Н. Выровой. – Одесса: Город мастеров, 1998. – 168 с. 5. Острая Т.В. Роль геометрии в формировании структуры тротуарной плитки / Т.В. Острая, В.Н. Выровой // Вісник ОДАБА, 2010. – С. 119-123.

**ДОСЛІДЖЕННЯ ЗЧЕПЛЕННЯ КОМПОЗИТНОЇ
СКЛОПЛАСТИКОВОЇ АРМАТУРИ З ВАЖКИМ БЕТОНОМ
ЗАЛЕЖНО ВІД КЛАСУ БЕТОНУ**

**RESEARCH GRIP FIBERGLASS COMPOSITE FITTINGS
HEAVY CONCRETE DEPENDING ON CONCRETE CLASS**

Гришкова А.В., аспірант (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Grishkova AV, postgraduate (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Наведені результати експериментальних досліджень зчеплення композитної склопластикової арматури з важким бетоном. Проведено детальний аналіз зчеплення арматурного стержня з бетонною призмою залежно від класу бетону C12/15 та C20/25

The experimental results clutch composite fiberglass reinforcement of heavy concrete. The detailed analysis of adhesion concrete reinforcing rod with a prism depending on the class of concrete C12/15 and C20/25. Prototypes tested by the prism method, which is centrally located in pulling reinforcing rods from concrete prisms. During the test almost all prototypes collapsed upon reaching their maximum tension. The value of the free end of the rod sliding in concrete $\delta_u = 0,2$ mm can be used as a criterion for determining the ultimate state of cohesion composite reinforcement of concrete. With increasing class concrete prototypes increasing importance of shear stresses

Ключова слова: композитна склопластиково арматура, важкий бетон, клас бетону C12/15 та C20/25, призмий метод, зчеплення, бетонна призма

Keywords: composite fiberglass fittings, heavy concrete, concrete class C12/15 and C20/25 prism method, couplings, concrete prism

Постановка проблеми та задачі дослідження. Зчеплення арматури з бетоном – одна з найважливіших характеристик залізобетону, що в основному визначає його міцність, жорсткість і тріщиностійкість, а також необхідну довжину анкерування стержнів для забезпечення надійної їхньої спільної роботи. На величину граничних напружень зчеплення впливають багато факторів, основним з яких є міцність бетону, діаметр стержнів, довжина анкерування, товщина захисного шару бетону [1].

Міцність – здатність бетону чинити опір руйнуванню під дією зовнішніх навантажень. Мірою міцності є межа міцності – максимальне напруження, при якому має місце руйнування зразків бетону чи елементів конструкцій. Клас бетону - це числова характеристика якої-небудь його властивості, прийнята з гарантованою забезпеченістю 0,95. Клас бетону визначається не тільки компонентами, що входять до його складу, але й співвідношенням цих компонентів. Залежно від різного співвідношення компонентів виділяються і різні класи бетону [2].

Оскільки кожен клас бетону має свою міцність, тому постає необхідність дослідити зчеплення арматури з різними класами бетону. В даній статті ставиться задача детально проаналізувати дослідження зчеплення композитної арматури з важким бетоном класу C12/15 та C20/25.

Матеріали для дослідних зразків. Композитні арматурні стержні обрані діаметром 10мм (Ø10АКС600), механічні характеристики яких визначали шляхом випробування на розтяг в розривній машині за стандартною методикою. Тимчасовий опір розриву стержнів склав $\sigma_{fu} = 764$ МПа, модуль пружності - $E_f = 0,5 \times 10^5$ МПа [3].

Для дослідження обраний бетон класу C12/15 та класу C20/25, механічні характеристики якого були визначені шляхом випробування бетонних кубів з розміром ребер 15см і призм з поперечним перерізом 15×15 см, висотою 60см, які виготовлялися одночасно з виготовленням основних зразків. Характеристики бетону класу C12/15: кубикова міцність у віці 28 діб – $f_c = 19,5$ МПа; призмova міцність у віці 56 діб – $f_{cd} = 14,6$ МПа. Характеристики бетону класу C20/25: кубикова міцність у віці 28 діб – $f_c = 30,6$ МПа; призмova міцність у віці 56 діб – $f_{cd} = 22,9$ МПа.

Конструкція дослідних зразків (бетонних призм). Поставлені питання щодо зчеплення композитної арматури з бетоном

розглядалися при дослідженні зразків другої серії (рис.1, а). Це зразки, виготовлені у вигляді бетонних призм квадратного перерізу зі стороною 15 см. Висота призм обиралась залежно від довжини анкерування стержнів, яка становила $10d$ та $20d$ (d – діаметр стержнів, в даному випадку $d=10\text{мм}$).

Арматурні стержні розташовувались в бетонних призмах таким чином, щоб їхні поздовжні осі співпадали. Виступаючі частини стержнів повинні були дозволяти з одного боку закріплюватись в захваті преса, а з другого (вільного) - вимірювати його переміщення відносно торця призм [4].

Методика випробування бетонних призм. Дослідження зчеплення композитної арматури з бетоном були виконані шляхом висмикування стержня з бетонної призми в розривній гідравлічній машині з використанням спеціального натяжного пристрою (рис. 1, б) [5].

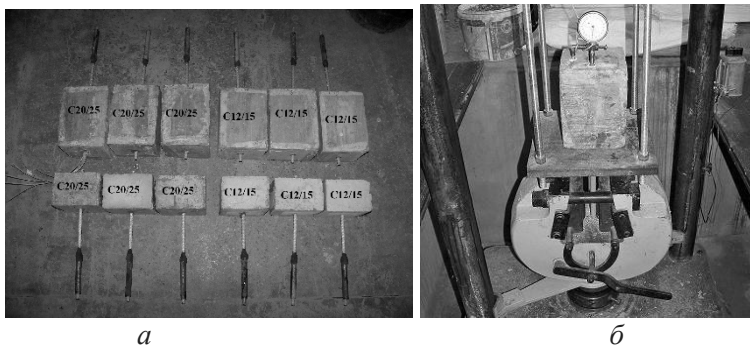


Рис. 1. Дослідні зразки – бетонні призми: а - загальний вигляд бетонних призм другої серії; б - загальний вигляд випробування бетонних призм

Для того, щоб уникнути пошкодження поверхні арматури в захваті преса, на вільний кінець стержня було насаджено металеву трубку, яка скріплювалась зі стержнем за допомогою епоксидної смоли (рис. 2).

Навантаження прикладалось до стержня ступенями в 2,5 кН. Під час навантажень вимірювали переміщення вільного кінця стержня відносно торця призм індикатором годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм.

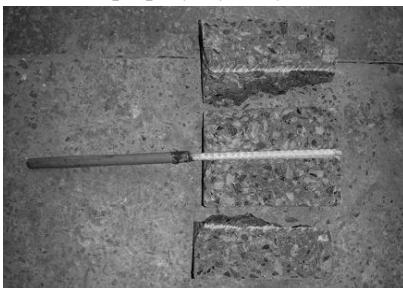


Рис. 2. Захист арматурного стержня від пошкодження в захваті преса

За граничний стан зчеплення арматури з бетоном згідно з Британським стандартом BS 4449:1997 прийнято стан, коли переміщення вільного кінця стержня відносно торця призми складає $\delta_u = 0,2$ мм. Прийнято, що значенню δ_u відповідає напруження в арматурі f_{yd} .

Результати досліджень. В результаті експерименту спостерігалось, що при збільшенні навантаження після досягнення $\delta_u = 0,2$ мм утворилися тріщини на призмах з довжиною анкерування $l_{an} = 100$ мм та класом бетону C12/15. У призмах того ж класу бетону, але з довжиною анкерування $l_{an} = 200$ мм після досягнення $\delta_u = 0,2$ мм арматурний стержень висмикнувся з об'єму бетону. Усі призми з довжиною анкерування $l_{an} = 100$ мм, $l_{an} = 200$ мм та класом бетону C20/25 розколювалися вздовж стержнів. Єдиний зразок 2П-20/10 (клас бетону C20/25) після досягнення $\delta_u = 0,2$ мм показав окремий результат: арматурний стержень розкришився біля торця призми (рис. 3). Це пояснюється тим, що максимальне навантаження досягло того значення ($P = b\tau_s$), при якому відбувається розрив арматурного стержня.

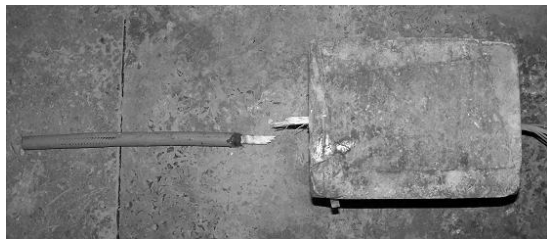


Рис. 3. Розрив арматурного стержня біля торця призми

Результати досліджень випробування бетонних призм засвідчили достатню однорідність бетону в зразках - близнюках. В трьох зразках 2П-10/10 (число перед буквою „П” (призма) означає номер серії, друге число – довжина анкерування в см, третє – діаметр арматури в мм) при класі бетону С12/15 значення $\delta_u = 0,2$ мм було досягнуто при напруженнях в стержнях відповідно $f_{yd} = 182,2; 184,7; 184,7$ МПа при середньому значенні $f_{ydm}=184$ МПа. В зразках 2П-20/10 (клас бетону С12/15) значення $\delta_u = 0,2$ мм отримано при напруженнях в стержнях відповідно $f_{yd}=537,6; 675,2; 700,6$ МПа при середньому значенні $f_{ydm}=637,8$ МПа. Спостерігається однорідність і в зразках 2П-10/10 (клас бетону С20/25), в яких значення $\delta_u = 0,2$ мм було досягнуто при напруженнях в стержнях відповідно $f_{yd} = 318,5; 496,8; 382,2$ МПа при середньому значенні $f_{ydm}=400$ МПа, в зразках 2П-20/10 (клас бетону С20/25) при $\delta_u = 0,2$ мм напруження складало $f_{yd}=662,4; 764,3; 649,7$ МПа при середньому значенні $f_{ydm}=692,1$ МПа.

Отже, при збільшенні довжини анкерування збільшується напруження в стержнях, а також напруження, яке відповідає граничному стану зчеплення (рис. 3).

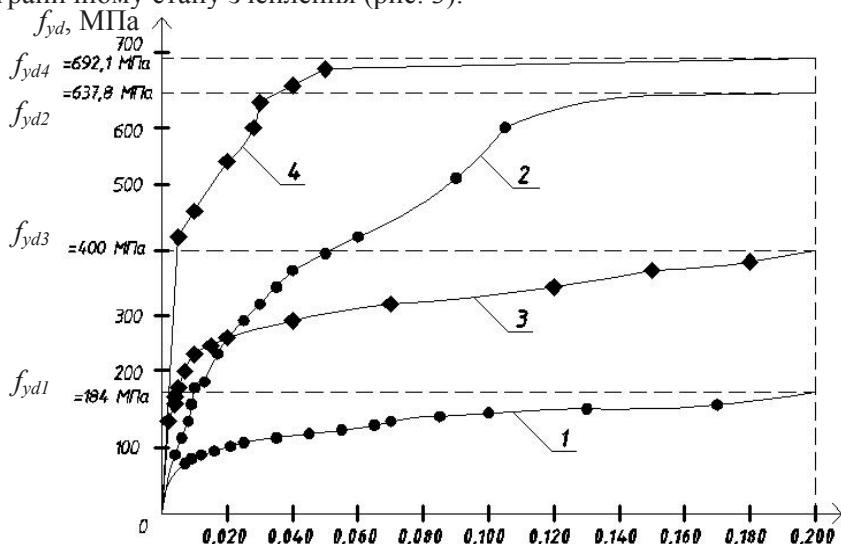


Рис. 3. Зміна проковзування δ стержнів залежно від δ , мм напруження f_{yd} : 1 – призми 2П-10/10 (клас бетону С12/15); 2 – 2П-20/10 (С12/15); 3 – 2П-10/10 (клас бетону С20/25); 4 – 2П-20/10 (С20/25)

Варто відмітити, що в усіх зразках, незалежно від класу бетону та довжини анкерування, спостерігається руйнування при досягненні граничного навантаження та величини проковзування вільного кінця стержня в призмі $\delta_u = 0,2$ мм. Цю величину можна прийняти за критерій визначення граничного стану зчеплення композитної арматури з бетоном.

За результатами випробувань для кожної групи зразків обчислювалися середні значення максимальних дотичних напружень зчеплення τ_{um} , приймаючи їх постійними по довжині стержня, за формулою:

$$\tau_{um} = f_{ydm} A_s / (\pi d l_{an}), \quad (1)$$

де f_{ydm} – напруження в стержнях при $\delta_u = 0,2$ мм;

A_s, d – відповідно площа та діаметр стержнів;

l_{an} – довжина анкерування стержнів в бетоні.

Дотичні напруження зчеплення τ_{um} у зразках з довжиною анкерування $l_{an} = 10$ см, класом бетону С12/15 та С20/25 склали відповідно $\tau_{um} = 4,6$ МПа та $\tau_{um} = 10$ МПа. Зразки з довжиною анкерування $l_{an} = 20$ см при класах бетону С12/15 та С20/25 показали дещо інші значення дотичних напружень: $\tau_{um} = 8$ МПа та $\tau_{um} = 8,6$ МПа. З цих даних видно, що дотичні напруження зчеплення в граничному стані τ_{um} залежать від довжини анкерування стержнів l_{an} та від класу бетону зразка, який випробовується. При довжині анкерування $l_{an} = 10$ см різниця між значеннями дотичних напружень зразків класу С12/15 та С20/25 складає 54%, а при довжині анкерування $l_{an} = 20$ см різниця становить лише 7%.

При порівнянні значень дотичних напружень у дослідних зразках простежується закономірність, що зі збільшенням класу бетону від С12/15 до С20/25 дотичні напруження в зразках теж збільшуються. При класі бетону С20/25 дотичні напруження на 68% більші від дотичних напружень, що виникли у дослідних зразках з класом бетону С12/15.

Висновки.

1. Величина проковзування вільного кінця стержня в бетоні $\delta_u = 0,2$ мм може бути прийнята за критерій визначення граничного стану зчеплення композитної арматури з бетоном.

2. Під час випробувань майже усі дослідні зразки руйнувалися при досягненні їх максимального напруження. Єдиний зразок -

2П-20/10 (клас бетону С20/25) після досягнення $\delta_u = 0,2$ мм показав окремий результат: арматурний стержень розкришився біля торця призми. Це пояснюється тим, що максимальне навантаження досягло того значення ($P = 6тс$), при якому відбувається розрив арматурного стержня.

3. Дотичні напруження зчеплення в граничному стані τ_{um} залежать від довжини анкерування стержнів l_{an} та від класу бетону зразка, який випробовується.

4. Різниця між значеннями дотичних напружень дослідних зразків класу С12/15 та С20/25 при $l_{an}=10$ см складає 54%, а при довжині анкерування $l_{an} = 20$ см різниця становить лише 7%.

5. Зі збільшенням класу бетону дослідних зразків (С12/15 та С20/25) збільшуються значення їх дотичних напружень на 68%.

1. Холмянский М.М. Методика экспериментального исследования сцепления арматуры с бетоном / М.М. Холмянский // Методика лабораторных исследований деформаций и прочности бетона, арматуры и железобетонных конструкций. – М., 1963. – С. 138-147.

2. ДСТУ Б В.2.7-214:2009 Бетони. Методи определения прочности по контрольным образцам : ДСТУ Б В.2.7-214:2009. – [Чинний від 01.09.2010]. – К.: Мінрегіонбуд, 2010. – 43 с. – (Державний стандарт України)

3. Климов Ю.А. Экспериментальные исследования сцепления композитной неметаллической арматуры с бетоном. – [Електронний ресурс] / Ю.А. Климов, О.С. Солдатченко, Д.А. Орешкин / http://frprebar.com/frprebar_test_adhesion_concrete.html

4. Чапюк О.С. Гришкова А.В. Порівняльний аналіз зчеплення сталеві арматури серповидного профілю з важким бетоном за призовим та балковим методом випробувань / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2014. – Випуск 29. – С. 391-399.

5. Чапюк О.С. Особливості зчеплення арматури серповидного профілю з бетоном: монографія / О. С. Чапюк; Луц. нац. техн. ун-т. - Луцьк : РВВ ЛНТУ, 2012. – 164 с.

**ВИКОРИСТАННЯ БЕТОННОГО БРУХТУ В ЯКОСТІ
КРУПНОГО ЗАПОВНЮВАЧА ПРИ ВИГОТОВЛЕННІ
БЕТОННИХ ВИРОБІВ**

**USING THE WASTE CONCRETE AS COARSE AGGREGATE IN
THE MANUFACTURE OF CONCRETE PRODUCTS**

**Дзюбинська О.В., асистент, Смаль М.В., к.т.н., доцент (Луцький
НТУ, м. Луцьк)**

**Dzubynska O.V., assistant, Smal M.V., Ph.D., associate Professor
(Lutsk National Technical University, Lutsk)**

У статті проаналізовано закордонний досвід та описано особливості вторинного використання бетону в будівельному виробництві. Розглянуто варіанти організації виробництва і використання вторинного заповнювача з бетонного брухту у світовій практиці.

The issue of re-use of concrete in construction production is enhanced in our time, through the increasing scarcity of natural aggregates, the need to protect the environment and increase the number of old, obsolete and worn-out buildings and structures of reinforced concrete subjected to demolition. In our time scientists are addressing questions concerning the study of disruptive technologies, improvement of technological equipment for processing substandard reinforced concrete and the study of feasibility, social and environmental aspects of reuse concrete. The analysis of the accumulated experience of secondary use of concrete in construction shows that in the near future by conducting organizational activities, application of rational technological schemes of processing of wastes of concrete and reinforced concrete, the use of more modern equipment and improve the quality of the aggregate made from crushed concrete can be ensured its competitiveness with natural gravel.

Ключові слова: вторинне використання, бетонний брухт, крупний заповнювач.

Keywords: recycling, scrap concrete, coarse aggregate.

Збільшення обсягів застосування бетону і залізобетону в будівництві, реконструкція міст викликали появу нових видів відходів та некондиційної продукції.

Щорічно в країні утворюється близько 6 млн. т відходів бетону та залізобетону. У великих містах і промислових районах країни після переходу на будівництво нових серій будинків і будівель з'являються десятки мільйонів кубічних метрів невикористаних некондиційних залізобетонних виробів і конструкцій.

Некондиційна продукція промисловості збірного залізобетону може бути частково використана в менш відповідальних будівлях і спорудах із зниженою поверховістю, при будівництві тимчасових доріг, тротуарних покриттів, індивідуальних забудовах. Однак основний обсяг некондиційної продукції залишається на підприємствах-виготовлювачах, захаращуючи склади готової продукції і території заводів. При вивезенні цих відходів на звалища виникають серйозні труднощі, пов'язані з дефіцитом територій, виділених для звалищ, непродуктивного завантаження автотранспорту і забрудненням навколишнього середовища.

Таким чином, мертвим вантажем у відвалах лежить дефіцитна вторинна сировина, планомірна утилізація якої дозволила б залучити в господарський оборот понад 1,2 млн. т металу і близько 40 млн. т бетонного брухту.

До недавнього часу відходи залізобетону практично не утилізувалися, так як були відсутні економічні способи їх переробки, технологічне обладнання для руйнування великогабаритних виробів і конструкцій.

На сьогоднішній використанню бетонного брухту в якості заповнювача присвячено багато праць українських та закордонних вчених. Ними було встановлено, що при однакових значеннях міцності на стиск міцність на вигин бетону на дробленому заповнювачі більша, ніж на природних заповнювачах. При цьому зазначено, що дроблений заповнювач характеризується більш низькою щільністю в порівнянні з щільністю природних заповнювачів, а бетон на його основі має більш низьку міцність на стиск [1].

В Англії та Німеччині широко застосовується при приготуванні бетонної суміші в якості крупного заповнювача бетонний брухт, що утворився після руйнування будівель і споруд.

Увага до питання повторного використання бетону в будівельному виробництві посилюється в наш час через підвищення дефіцитності природних заповнювачів, необхідності охорони навколишнього середовища та збільшення кількості старих, морально та фізично зношених будівель і споруд із залізобетону, що піддаються зносу.

Перші дослідження по застосуванню в будівництві відходів з бетонного брухту в країнах—членах ЄЕС були проведені ще в 1977 р. голландськими вченими. Надалі експерименти проводилися спільно вченими Нідерландів, Бельгії та ФРН. У наш час вчені займаються вирішенням питань що стосуються вивчення технології руйнування, вдосконалення технологічного обладнання з переробки некондиційного залізобетону і дослідження техніко-економічних, соціальних і природних аспектів повторного використання бетону.

Аналіз накопиченого досвіду вторинного використання бетону в будівництві показує, що вже найближчим часом за рахунок проведення організаційних заходів, застосування раціональних технологічних схем переробки відходів бетону і залізобетону, використання більш сучасного обладнання і поліпшення якості заповнювача з дробленого бетону може бути забезпечена його конкурентоспроможність з природним щебнем.

У світовій практиці організація виробництва і використання вторинного заповнювача з бетонного брухту здійснюється за трьома варіантами:

1. Бетонний брухт з місця демонтажних робіт транспортується на завод по виробництву заповнювачів і отриманий заповнювач спрямовується на бетонний завод (дві транспортні операції).

2. Обладнання для отримання заповнювача з бетонного брухту встановлюють безпосередньо на місці демонтажних робіт і отриманий заповнювач відправляється на бетонний завод або будівельний об'єкт (одна транспортна операція).

3. Отримання заповнювача з бетонного брухту і виробництво на його основі організовано на місці демонтажних робіт (внутрішньозаводське транспортування).

Основна фізико-механічна характеристика щебню, одержаного з подрібненого бетону

щільність, кг/м	2150-2450
фактор подрібнення	0,7—0,79
вміст вологи, %.....	3-6

водопоглинання, %.....4-5

Втрати при прожарюванні, %.....5

Таким чином, використання щебню з подрібненого бетону можливо у виробництві бетону, де рекомендується використання в якості заповнювача гравій.

Важливе значення в практиці застосування подрібненого бетону має фракційний склад матеріалу, одержуваний після руйнування некондиційних виробів. Завдання полягає у визначенні складу фракції, що відповідає за розмірами крупному заповнювачу. Необхідність такого виділення пов'язана з тим, що аналіз експериментальних даних, отриманих як у нашій країні, так і за кордоном, показав погіршення всіх експлуатаційних характеристик бетонів, отриманих із застосуванням подрібненого бетону в якості дрібного заповнювача. Ефективність застосування подрібненого бетону в якості крупного заповнювача не викликає сумнівів.

Таблиця 1.

Фізико-механічні характеристики бетонів на вторинному заповнювачі і вихідному гравії

Характеристики	Вихідний бетон на гравії	Вторинний бетон на гравії	Вихідний бетон на гравії	Вторинний бетон на гравії
Витрата цементу, $кг / м^3$	263	285	370	411
Водоцементне відношення (В/Ц)	0,6	0,63	0,452344	0,43
Щільність, $кг / м^3$	2333	2243	2344	2267
Міцність на стиск у віці 28 діб, МПа	30,6	33,1	53,4	57,1
Максимальні деформації, %	2,4	2,7	1,9	3,2
Модуль пружності, МПа	30100	27900	37400	30800

В табл. 2. наведено результати досліджень подрібненого бетону, отриманого при руйнуванні виробів з важкого бетону міцністю 20 МПа.

Ситовий аналіз подрібненого бетону

№ Проб.	Частковий залишок на ситі діаметром, м									
	40		20		10		5		Менше 5	
	кг	%	кг	%	кг	%	кг	%	кг	%
1	7.08	23.6	6.6	22	7.41	24.7	4.11	13.7	4.80	16
2	8.28	27.6	5.34	17.8	5.34	17.8	4.41	14.7	6.63	22,1
3	6.66	22.2	5.7	19	7.59	25.3	3.69	12.3	6.36	21,2
4	7.74	25.8	6.15	20.5	6.39	21.3	3.72	12.4	6	20
5	5.82	19.4	6.09	20.3	7.68	25.6	4.5	15	5.91	19,7
6	7.11	23.7	5.98	19.9	6.38	22.9	4.09	13.7	5,34	19,8

Характер розсіву свідчить про те, що практичне застосування подрібненого бетону в якості крупного заповнювача без додаткового фракціонування неможливо. Так, наприклад, в діапазоні найбільш широко застосовуваних фракцій крупного заповнювача 5-40 мм потрапляє менше 60% переробленого матеріалу. При цьому залишок на ситі 40 становить близько 25% і його доцільно використовувати для подальшого подрібнення. Фракції подрібненого бетону менше 5 мм (близько 20%), що містять в основному частинки розчинного компонента в бетоні, отже, і більш високу концентрацію клінкерних зерен, з успіхом можна було б використовувати при отриманні вторинного в'язучого.

Спостерігається співвідношення вмісту фракцій 5-10 і 10-20 мм приблизно 1:2, що характерно для фракційного розсіву щебню змішаної фракції 5-20.

Отже, у разі відокремлення із загальної маси фракцій 5-20 мм її можна безпосередньо застосовувати при виготовленні виробів із збірного залізобетону.

Принциповою відмінністю заповнювача з дробленого бетону від заповнювача з природного кам'яного матеріалу є розчин, налиплий на зерна початкового щебню. Питання кількісного вмісту цього компонента в різних фракціях щебню з бетонного брухту має істотне значення прогнозування поведінки цього заповнювача в бетонних сумішах і в затверділому бетоні в цілому.

Зміст великої кількості розчинної складової у щебні з подрібненого бетону значно змінює його властивості у порівнянні з властивостями вихідного щебню з природного кам'яного матеріалу. Тому є необхідним оцінити, наскільки істотні ці зміни і до яких

результатів може призвести видалення розчинної складової з вторинного щебню.

Присутність розчинного компонента в щебні значно збільшує його водопоглинання і дроблення, зменшує морозостійкість.

Вторинні заповнювачі поступаються за якістю первісним з точки зору форми частинок. У них також відзначаються більш низька щільність, маса на одиницю об'єму і відсоток об'єму в щільному тілі, більш високий показник водопоглинання, втрати маси при випробуванні на опір вивітрюванню і втрати в результаті стирання. Всі ці зміни пов'язані з наявністю розчинної складової у щебні з цементобетону.

За даними досліджень: кількість розчину, що налип на вторинному великому заповнювачі, досягає 36-39% і по мірі збільшення В/Ц вихідного бетону ця величина дещо зменшується. На дрібних фракціях вторинного щебню розчинної складової бетону залишається більше. У часток розміром до 0,3 мм кількість розчинної складової досягає приблизно 50%, тоді як на вторинному великому заповнювачі цей показник становить 20-25%.

Результати досліджень в основному підтверджують закономірності впливу вторинних наповнювачів на властивості бетону. Рекомендовано використання тільки крупного вторинного заповнювачу для приготування бетону, близького за своїми характеристиками міцності до аналогічного складу бетону на гравії.

1. Большаков В.І., Дворкін Л.І. Будівельне матеріалознавство. - Дніпропетровськ: РВА «Дніпро-VAL», 2004. - 677 с.

2. Кикава О. Ш., Соломин И. А. «Переработка строительных отходов». — М.: «СигналЪ», 2000 г.

3. Наназашвили И. Х. «Строительные материалы, изделия и конструкции»: Справочник, иллюстр. — М.: «Высшая школа», 1990г.

4. Гусев Б.В., Загурский В.А. Вторичное использование бетонов. М.: «Стройиздат», 2008г. - 98 с.

**РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
ЕЛЕМЕНТІВ НА ДІЮ ПОПЕРЕЧНОЇ СИЛИ ЗА ПОХИЛОЮ
СТИСНУТОЮ СМУГОЮ**

**BEARING CAPACITY DESIGN OF REINFORCED CONCRETE
ELEMENTS TO THE ACTION OF SHEAR FORCE ON THE
INCLINED COMPRESSED BAND**

**Довженко О.О., к.т.н., доц., Погрібний В.В., к.т.н., с.н.с.,
Чурса Ю.В., аспірантка (Полтавський національний технічний
університет імені Юрія Кондратюка, м. Полтава)**

**Dovzhenko O.A., Ph.D., senior lecturer, Pogribnoy V.V., Ph.D, senior
researcher, Chursa Yu.V., postgraduate (Poltava National Technical Yuri
Kondratyuk University, Poltava)**

Запропоновано метод розрахунку залізобетонних елементів за похилою стиснутою смугою на основі теорії пластичності бетону. Оцінена міцність стиснутої пластинки, завантаженої на торцях нормальною і дотичною складовими поперечної сили й обтиснутої з боків. Наведені дані порівняльного аналізу результатів розрахунку.

The design method of reinforced concrete elements on the inclined compressed band proposed. The principle of virtual velocities and discontinuous solutions used. Concrete is considered as a rigid-plastic body. Wherein the plastic deformation a certain direction are considered localized in a thin layer on the failure surface. Other areas of the body are taken rigid. The value of the ultimate load corresponds to the minimum capacity of plastic deformation. The strength of the compressed plate was evaluated. This plate was loaded at the ends of the normal and tangential components of the shear force compressed from the sides. These comparative analysis of the design results with the regulatory methods are given.

Ключові слова: залізобетон, поперечна сила, похила стиснута смуга, несуча здатність, пластичність, зріз

Keywords: reinforced concrete, shear force, inclined compressed band, bearing capacity, plasticity, shear.

Вступ. У практиці будівництва широко розповсюджені залізобетонні конструкції (елементи), що працюють на сприйняття поперечних сил. Тому вдосконалення їх розрахунку та створення більш раціональних конструктивних рішень є актуальним завданням сьогодення.

Аналіз останніх досліджень. Як свідчать результати експериментальних досліджень на біляопорних ділянках залізобетонних конструкцій, які згинаються, спостерігаються три випадки руйнування за похилим перерізом, а саме: від дії згинального моменту; від дії поперечної сили за похилою тріщиною, а також стиснутою смугою, обмеженою похилими тріщинами. Реалізація того чи іншого випадку залежить від відношення величин згинального моменту M та поперечної сили V . Перша схема руйнування спостерігається при значному впливі на напружено-деформований стан елемента згинального моменту, друга – при зменшенні відношення M/V і збільшенні впливу поперечної сили, третя – при домінуванні V для елементів таврового, двотаврового або коробчастого поперечних перерізів за умови, коли ширина стінки мала порівняно з шириною полиці. Остання схема також характерна для коротких консолей і балок-стінок, завантажених за площадками обмеженої довжини.

Питанню міцності бетонних і залізобетонних елементів за похилими перерізами присвячені наукові праці О.С. Залесова, Ю.А. Климова, В.І. Колчунова, О.І. Корнійчука, Д.В. Кочкарьова, В.П. Митрофанова, D.L. Araujo, S.H. Megally, авторів та інших дослідників [1 – 7].

Існуючі методи розрахунку несучої здатності за похилими перерізами, схеми розподілу зусиль в яких відповідають першим двом випадках руйнування, достатньо детально розроблені, насамперед, на основі «дискової моделі» [8] та знайшли експериментальне підтвердження. Для оцінювання міцності за похилою стиснутою смугою використовуються як «каркасно-стержнева модель» [8] так і «фермова аналогія». Із введенням у дію ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [9] значно підвищився інтерес дослідників до питань міцності похилого стиснутого підкосу як елемента «фермової аналогії», котра запропонована для всіх трьох випадків руйнування, хоча прийнята на її основі розрахункова схема суттєво відрізняється від картини, що спостерігається в дослідах при певних прольотах зрізу.

На наш погляд, для створення обґрунтованої достатньо загальної методики розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів за похилими перерізами необхідно застосовувати системний підхід, який базується на розгляді напружено-деформованого стану при зрізівій формі руйнування, як такої, що реалізується в стиснутій зоні над небезпечною похилою тріщиною (перший і другий випадок руйнування) та в межах похилої смуги з подальшим роздробленням бетону (третій випадок). При цьому перші дві схеми потрібно об'єднати, так як руйнування в обох випадках є наслідком сумісного впливу M і V .

Слід відмітити, що обов'язковою умовою зрізу є наявність інтенсивної направленої деформації хоча б у тонкому шарі на поверхні руйнування. Це вказує на перспективність застосування для оцінювання несучої здатності математичного апарату теорії пластичності бетону та залізобетону [10].

Мета та задачі досліджень – розроблення методу розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів за похилою стиснутою смугою на основі теорії пластичності, отримання теоретично обґрунтованої розрахункової залежності для визначення граничного значення поперечної сили та порівняльний аналіз результатів з даними, отриманими за методиками [8, 9].

Методика досліджень. В основу системного підходу для визначення несучої здатності бетонних і залізобетонних елементів за похилими перерізами покладена механіка твердого деформівного тіла, а саме варіаційний метод у теорії пластичності [3, 11, 12], основоположною складовою котрого слугує кінематичний метод теорії граничної рівноваги [13, 14]. Застосовується принцип віртуальних швидкостей та розривні рішення. Бетон розглядається як жорстко-пластичне тіло. При цьому, пластичні деформації направленої дії вважаються локалізованими у тонкому шарі на поверхні руйнування; інші області тіла приймаються жорсткими. Значення граничного навантаження знаходиться як таке, що відповідає мінімуму потужності пластичної деформації. Вводиться функціонал J , котрий включає потужність пластичної деформації, локалізованої в тонкому шарі товщиною $n \rightarrow 0$ на поверхні руйнування, і для плоского напруженого стану має вигляд

$$J = \int_{S_l} \left\{ m \left[B \sqrt{4\Delta v_n'^2 + \Delta v_t'^2} - \Delta v_n' \right] - F_i v_i' \right\} dS, \quad (1)$$

де $m = f_c - f_{ct}$ – різниця опорів бетону стиску і розтягу; $B^2 = (1 + f_c f_{ct} / m^2) / 3$; Δv_t і Δv_n – стрибки швидкостей в дотичному та нормальному до поверхні руйнування S_i напрямках (враховується зміна об'єму бетону в граничному стані – дилатансія); F_i – параметр навантаження; v'_i – швидкість у напрямку дії навантаження.

Результати досліджень. Для розв'язання зазначених вище завдань застосовується умова міцності бетону Баландіна – Генієва, котра узагальнює теорії Мора та Мізеса – Генки на крихкі матеріали, має простий запис у тензорній формі і задовільну збіжність з експериментальними даними [10]. Для плоского напруженого стану в координатах головних нормальних напружень $\sigma_1 - \sigma_2$ вона представляє собою еліпс і на певних інтервалах двовісного стиснення та змішаних напружених станів може бути розглянута як умова пластичності. Площини ковзання реально існують при напружених станах, які відповідають ділянкам гіперболічності, котрі обмежується точками максимальних головних напружень стиску і розтягу, що характеризують перехід від зсуву до роздроблення та відриву [10].

Можливість локалізації спрямованої пластичної деформації у тонких шарах бетону на поверхні руйнування (площини ковзання) при зрізі обумовлюється ефективним використанням для сталі, як більш пластичного матеріалу ніж бетон, дискретних і розривних рішень [11, 14], в якості альтернативи розгляду наявних об'ємних областей непружної деформації.

Розв'язується задача міцності обтиснутої з боків бетонної пластинки (рис. 1) одиначної товщини, на торцях якої діють нормальна стискувальна σ_i та дотична τ складові навантаження.

При цьому обтиснення σ_j моделює вплив поперечного армування. За допомогою варіаційного рівняння $\delta J = 0$ функціонал J досліджується на фактичний стан. Для даної задачі, виражаючи параметри m і B через f_c та f_{ct} і стрибки швидкостей Δv_n і Δv_t через параметри k та $tg\gamma$, при заданому $ctg\theta = \tau / \sigma_i$ залежність для визначення значень граничних напружень стиску σ_i в пластинці записується так

$$\sigma_i = \frac{t\sqrt{4(k - tg\gamma)^2 + (1 + ktg\gamma)^2} - (1 - \chi)(k - tg\gamma) + k\sigma_j}{tg\gamma(1 + kctg\theta)}, \quad (2)$$

де $t = \sqrt{(f_c^2 - f_c f_{ct} + f_{ct}^2) / 3}$; $\chi = f_{ct} / f_c$; $k = V_i / V_j$ – відношення швидкостей вздовж осей i та j ; γ – кут нахилу поверхні руйнування до осі i .

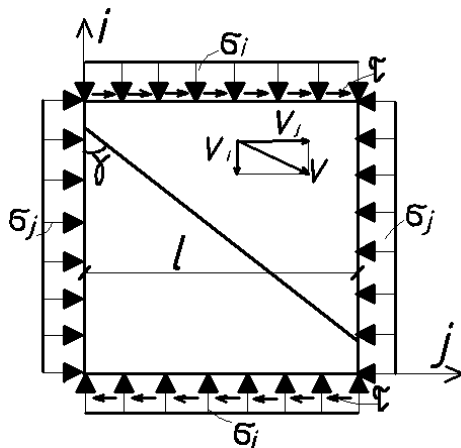


Рис. 1. Кінематично можлива схема руйнування пластинки

Напруження стиску σ_i встановлюється за умови мінімуму потужності пластичної деформації, варіюючи напрямок руху k одного жорсткого диска відносно іншого та кут нахилу γ поверхні руйнування, що розділяє диски. Для визначення граничного значення зусилля V , яке сприймає залізобетонний елемент за похилою смугою на біляопорних ділянках, розглядається розрахункова схема, наведена на рис. 2.

Стискувальна сила дорівнює $N = \sigma_i b l$ (b – ширина поперечного перерізу, l – довжина стиснутої похилої смуги). Напруження σ_i визначаються із наведеного вище рішення задачі міцності пластинки. Невідомі геометричні характеристики похилої стиснутої смуги θ і l (рис. 2) приймаються відповідно до

рекомендацій [8, 9]: $1 \leq \text{ctg} \theta = T / N \leq 2,5$; $l = z \cos \theta$, тут T – дотична складова сили V , $z = 0,9d$, d – робоча висота перерізу.

Враховуючи те, що $V = N / \sin \theta$

$$V = \sigma_i \text{ctg} \theta b z. \quad (3)$$

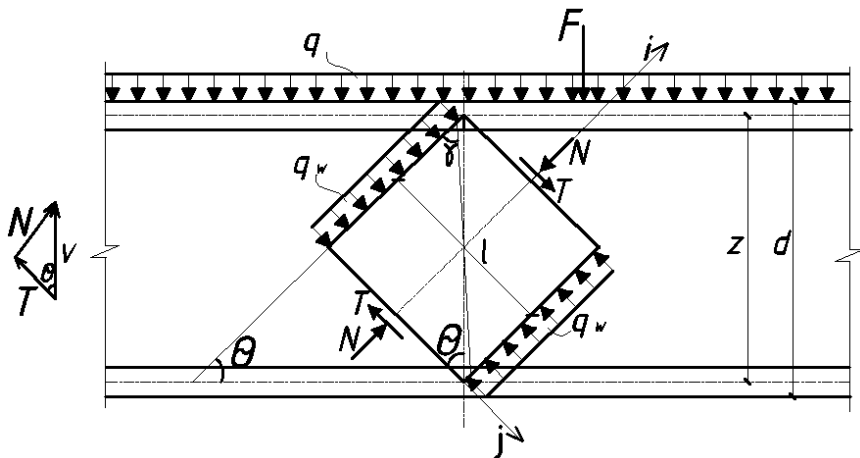


Рис. 2. Розрахункова схема щодо забезпечення міцності залізобетонного елемента за похилою стиснутою смугою.

Для кутів нахилу стиснутої смуги θ , котрі знаходяться у вказаному вище інтервалі $21^{\circ}48' - 45^{\circ}$, мінімальному значенню V відповідає кут $\theta = 45^{\circ}$.

Стиснута смуга утворюється між двома похилими тріщинами, що обмежують її довжину. Але слід зазначити, що розвиток цих тріщин відбувається з різною інтенсивністю. Тріщина розташована далі від опори зростає більш інтенсивно та для елемента без поперечного армування ймовірно приводить до руйнування. При цьому напруження в стиснутій смузі не досягають граничних значень. За наявності поперечної арматури, котра стримує зростання першої тріщини, набуває розвитку друга тріщина, розташована ближче до опори. Вказане створює можливість досягнення граничного стану бетону в обмеженій смузі. Напруження й інтенсивність обтиснення відповідно дорівнюють:

$\sigma_j = 1,5 f_c \rho_w E_s / E_c$ і $q_w = \sigma_j b$ ($\rho_w = A_{sw} / (bs)$, A_{sw} і s – площа та крок поперечної арматури; E_s і E_c – модуль пружності арматури та початковий модуль пружності бетону) та підвищують значення σ_i .

Апроксимуючи теоретичну залежність (2), отримано рівняння, котре може бути рекомендовано для практичного застосування

$$V_{Rd} = (0,3 + \rho_w E_s / E_{cd})(f_{cd} + f_{ctd} / 2) b z, \quad (4)$$

за умови $\rho_w E_s / E_{cd} \leq 0,05$.

В результаті оцінювання несуча здатність залізобетонного елемента V_{Rd} за методиками [8] і [9], а також залежністю (4), використовуючи дані прикладу 13 [15], відповідно становить: 68,3 кН; 49,4 кН; 62,8 кН.

Висновки

1. Запропоновано метод розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів за похилою стиснутою смугою на основі математичного апарату теорії пластичності бетону.

2. Застосування варіаційного методу для розв'язання задач міцності при зрізі дозволяє враховувати специфіку напруженого стану в зоні руйнування.

3. Отримана залежність для визначення граничного значення навантаження за умови забезпечення міцності за похилою смугою рекомендується для практичного застосування.

1. Корнійчук О.І. Розрахунок несучої здатності похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів згідно нових нормативних документів ДБН В.2.6-98 та ДСТУ Б В.2.6-156 // Ресурсоекономі матеріали, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Вип. 29. – Рівне, 2012. – С. 269 – 274.

2. Кочарьов Д.В. Розрахунок похилих перерізів залізобетонних балок методом розрахункових опорів залізобетону // Ресурсоекономі матеріали, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Вип. 29. – Рівне, 2012. – С. 202 – 207.

3. Митрофанов В.П. Теория идеальной пластичности как элементарная механика псевдопластического предельного состояния бетона: основы, ограничения, практические аспекты, совершенствование / В.П. Митрофанов // Коммунальное хозяйство городов: научн.-техн. сб. – К.: Техника. – Вып. 72. – 2006. – С. 6 – 26.

4. Довженко О.А. Метод расчета изгибаемых железобетонных элементов на совместное действие поперечной силы и изгибающего момента для обеспечения прочности по наклонной трещине / Довженко О.А., Погребной В.В. // Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво) / ДНДІБК. – Вип. 67. – К.: НДІБК, 2007. – С. 283 – 298.

5. Довженко О.О. Про можливість застосування теорії пластичності до розрахунку міцності елементів із високоміцного бетону / О.О. Довженко, В.В. Погрібний, О.О. Куриленко // Коммунальное хозяйство городов: Научно-технический сборник. – Вип. 105. – К.: Техніка, 2012. – С. 74 – 82.

6. Araujo D.L. Strength of shear connection in composite bridges with precast decks using high performance concrete and shear-keys / D.L. Araujo, M.K. Debs // Materials and Structures. – 2005. – Vol 38. – № 3. – P. 173 – 181.

7. Megally S.H. Seismic response of sacrificial shear keys in bridge abutments / S.H. Megally, P.F. Silva, F. Seible // Report No. SSR-2001/23, Department of Structural Engineering University of California, San Diego La Jolla, California, 2002. – №5. – P. 198 – 200.

8. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.

9. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції із важкого бетону. Правила проектування / Мінрегіонбуд України. – К., 2011. – 118 с.

10. Гениев Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.

11. Качанов Л. М. Основы теории пластичности / А. М. Качанов. – М.: Наука, 1969. – 420 с.

12. Довженко О.О. До питання визначення межі реалізації зсувної форми руйнування бетонних елементів / О.О. Довженко, В.В. Погрібний // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Вип. № 47. – Ч.1. – Одеса: 2012. – С. 406 – 417.

13. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. – М.: Стройиздат, 1949. – 280 с.

14. Ржаницын А.Р. Приближенные решения задач теории пластичности / А. Р. Ржаницын // Исследования по вопросам строительной механики и теории пластичности: сб. ст. ЦНИПС – М.: Госстройиздат, 1956. – С. 8 – 65.

15. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) / ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.

ПРОГНОЗУВАННЯ РЕСУРСНИХ ПОТОКІВ БУДІВЕЛЬНОГО ПІДПРИЄМСТВА

PREDICTION OF RESOURCE FLOWS AT CONSTRUCTION ENTERPRISES

Дубінін Д.В., аспірант, (КНУБА, м. Київ)

D.V. Dubinin, postgraduate student, (Kyiv National University of Construction and Architecture, Kyiv)

Розглядається математичне моделювання часових рядів будівельної організації за допомогою фрактального аналізу. Застосування даного методу дає більш повну інформацію про рух ресурсних потоків будівництва.

This article describes how to control resourced of constructions by means of mathematical modeling of resource flows. Basic requirements for providing resource requirements of the construction process was described, one of which is the need for forecasting resource requirements under uncertainty. There is a need to find methods of forecasting the dynamic of resources of construction companies that are able to take into account the uncertainty of the environment.

The methods of fractal analysis is an effective tool for studying the dynamics of stochastic processes accurately describes the time series. Fractal analysis methods are an effective tool to study the dynamics and direction of such processes.

Ключові слова: часовий ряд, показник Херста, персистентність, будівництво, ресурси

Keywords: time series, Hurst indicator, persistence, resource, construction

Будівельна галузь об'єднує в собі підприємства, що діють в сфері будівництва та здійснюють вишукувальні і проектні роботи, виготовлення матеріалів, виробів та конструкцій, зведення всіх

видів будівель і споруд, обстеження технічного стану, видобуток і переробку сировинних ресурсів, транспортне обслуговування.

Діяльність будівельних підприємств забезпечується наявністю в їх розпорядженні необхідних ресурсів: інформаційних, людських, фінансових, матеріальних, енергетичних, за допомогою яких створюється продукція. Ресурсне забезпечення є базою для успішного функціонування будівельного підприємства, основою, від якої залежить напрямок та темпи його розвитку. При цьому вслід враховувати особливий характер будівельної продукції (стаціонарність, капіталомісткість тощо), умови та обсяги вкладення та графіки повернення грошових коштів, методами технології, організації і управління будівельним процесом, велику кількість організаційно-технологічних, фінансових, договірних зв'язків між підприємствами, що виникають при будівництві. Нерівномірність грошових потоків, значна невизначеність при плануванні діяльності на декілька періодів, хаотичність структурних зв'язків між організаціями, що відкривають фронт робіт для окремого підрядника, значна кількість чинників, що впливають на поставки ресурсів, є характерними ознаками, що впливають на ефективність діяльності будівельного підприємства. Тому надзвичайно важливим є прогнозування потреби в ресурсах підрядного підприємства у кожний окремий момент часу, з урахуванням невизначеності.

Враховуючи актуальність завдання з управління матеріально-технічними потоками будівельного підприємства, цьому питанню у своїх працях приділяли увагу наступні вчені: А.Н. Асаул, А.Д. Єсіпенко, Р.Я. Зельцер, О.В. Кухленко, С.Т.Сташевський, Г.В. Лагутін, А.М. Лівінський, В.И.Торкатюк, О.А. Тугай, В.А. Ушацький, Р.Б. Тян, В.Г.Федоренко та інші. Огляд їх праць виявив необхідність застосування методів прогнозування потреби в матеріально-технічних ресурсах підприємства, що здатні враховувати хаотичність та невизначеність навколишнього середовища.

Метою статті є описання методу фрактального аналізу та обґрунтування можливості його використання при здійсненні прогнозування ресурсних потоків будівельного підприємства.

З-поміж процесів руху матеріально - технічних потоків доцільно виділити окремий їх клас, що є непередбачуваними та складно-прогнозованими (наприклад вплив на початок робіт підрядника термінів виконання робіт організацій, що передають йому фронт робіт, зрив поставок матеріалів на будівельний

майданчик, вплив погодних умов та інших). Одним із способів дослідження таких подій є моделювання з метою виділення характерних причинних факторів, взаємозв'язків між ними та характеристик впливу на кінцевий результат. Однією з сучасних методик вивчення хаотичних характеристик складних процесів є методика фрактального аналізу, яка дозволяє відтворити процеси у вигляді самоподібних форм та описувати відповідні співвідношення. Це дозволяє максимально описати динаміку руху таких потоків та здійснювати попередження її наслідків.

Фрактал (лат. fractus — подрібнений, дробовий) — нерегулярна, самоподібна структура. В широкому розумінні фрактал означає фігуру, малі частини якої в довільному збільшенні є подібними до неї самої. Термін фрактал увів 1975 року Бенуа Мандельброт [2., с. 11]. За допомогою фракталів описують фізичні, економічні, політичні, природні явища.

Для оцінювання ефективності ресурсного потенціалу будівельного підприємства в частині управління матеріальними потоками пропонується створити модель основи фрактального аналізу.

При цьому вважають, що матеріальний потік будівельного підприємства представляє собою дискретний часовий ряд без пропусків фіксованої довжини $\bar{Z} = (\bar{z}_1, \bar{z}_2, \dots, \bar{z}_n)$, $\bar{z}_i \in \square$. Дані беруться з календарних графіків. Побудуємо $Z = (z_1, z_2, \dots, z_n)$. Для кожного з початкових відрізків даного часового ряду $Z = (z_1, z_2, \dots, z_n)$ довжини $\tau = 3, 4, \dots, n$ обчислимо середні значення за формулою

$\bar{z}_\tau = \frac{1}{\tau} \sum_{i=1}^{\tau} z_i$, накопичені відхилення знайдемо за формулою

$x_{\tau,t} = \sum_{i=1}^t (z_i - \bar{z}_\tau)$, $\tau = 3, 4, \dots, n$, розмах $R_\tau = \max_{1 \leq t \leq \tau} x_{\tau,t} - \min_{1 \leq t \leq \tau} x_{\tau,t}$. Тоді

середньоквадратичне відхилення для кожного з відрізків

визначається за формулою $S_\tau = \sqrt{\frac{1}{\tau} \sum_{i=1}^{\tau} (z_i - \bar{z}_\tau)^2}$, $\tau = 3, 4, \dots, n$. Розмах

накопиченого відхилення нормалізується шляхом ділення на середньоквадратичне відхилення для кожного відрізка τ і будується

графік залежності $lg\left(\frac{R_\tau}{S_\tau}\right)$ від $lg(\tau)$. Далі на основі методу

найменших квадратів будується рівняння лінійної регресії,

коефіцієнт при незалежній змінній якого буде показником Херста.

Рівняння буде мати вигляд $lg\left(\frac{R_\tau}{S_\tau}\right) = lg(\alpha) + H lg(\tau)$, $\alpha = const$.

Показник Херста можна розглядати як функцію від τ ,

$$H(\tau) = \frac{lg\left(\frac{R(\tau)}{S(\tau)}\right)}{lg\left(\frac{\tau}{2}\right)}.$$

Якщо показник H часового ряду близький до 0,5, то це свідчить про його випадковість.

Чим ближче показник H до 1 ($H > 0.5$), тим більш персистентним або трендостійким є ряд. Припускається, що події не випадкові, і якщо виникає чітка тенденція часового ряду до зростання або падіння, то вона з великою ймовірністю збережеться і надалі;

Чим ближче показник H до 0 ($H < 0.5$), тим більш антиперсистентним або ергодичним є ряд.

На основі описаного алгоритму послідовного R/S-аналізу шляхом розрахунку показника Херста, а також аналізу кривої V -статистики, яка виражається залежністю V_τ від $lg(\tau)$, де $V_\tau = \frac{R_\tau}{\sqrt{\tau S_\tau}}$

можна оцінити:

1. Рівні персистентності, антиперсистентності та випадковості часового ряду матеріальних потоків. Якщо часовий ряд випадковий або близький до випадкового, то витрати і надходження матеріальних ресурсів не мають стійкий характер і розвиток БП не відбувається згідно з запланованим сценарієм. Чим більш персистентний часовий ряд, тим більш трендостійкий рух матеріальних потоків. Причому, якщо ця тенденція є позитивною, то БП розвивається ефективно і ресурси БП використовуються ефективно, якщо навпаки – то існує стійка тенденція до невиконання планових термінів будівництва, завищення його вартості та ін. У такому разі потрібно змінювати або удосконалювати систему ресурсного забезпечення будівництва.

2. Інтервали довготривалої і короткотривалої залежності (ідентифікація у часовому ряді довготривалої пам'яті). Для нашої задачі цей показник визначає наскільки ефективно з точки зору поточної ситуації в певний період часу в минулому було

реалізованого заходи щодо збільшення ефективності управління ресурсним забезпеченням.

3. Наявність циклічних складових і середню довжину неперіодичного циклу. Для нашого випадку ідентифікація циклів в руху матеріальних потоків дозволяє спланувати діяльність щодо реалізації дій з підвищення ефективності управління ресурсним забезпеченням.

Висновки: Застосування фрактального аналізу дозволить підвищити якість прогнозування ресурсних потоків будівельного підприємства, засобами фрактальної статистики може визначитись структура хаотичних характеристик процесів ресурсного забезпечення будівельного майданчика. Фрактальні методи аналізу є дієвим інструментом для дослідження динаміки та напрямку розвитку таких процесів.

Головним недоліком даного методу є необхідність для достовірного прогнозування великої кількості даних про відхилення термінів початку робіт.

1. Асаул А.Н. Формирование и оценка организационных структур управления в компаниях инвестиционно-строительного комплекса[Текст] / А.Н. Асаул, Н.А. Асаул, А.В. Симеонов // – СПб.: ГАСУ. - 2009 -258 с.

2. Зельцер Р. Я. Эффективность использования средств малой механизации в строительстве УССР[Текст]/ А. И. Миняйленко, Р. Я. Зельцер. - 33 с.

3. Квасніцька О.О. Сутність будівельної діяльності: теоретичний погляд[Електрон]] / А.Н. Асаул, Н.А. Асаул, А.В. Симеонов // . Наукові праці Національного університету "Одеська юридична академія" електронне видання, с. 413-422 – Режим доступу: <http://naukovipraci.nuoua.od.ua/arhiv /tom10/43.pdf>

4. Мандельброт Б. Фрактальная геометрия природы / Б. Мандельброт. — М.: Институт компьютерных исследований, 2002. — 656 с.

5. Ушацький С.А. Організація будівництва/ С.А. Ушацький, Ю.П. Шейко, Г.М. Тригер: Підручник. – К., 2007. – 521 с.

**ФОРМУВАННЯ ТА ЕФЕКТИВНІСТЬ ТЕХНОЛОГІЧНИХ
КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ СТРІЧКОВИХ
ФУНДАМЕНТІВ ЗВЕДЕНИХ ІЗ-ЗА МЕЖ КОТЛОВАНУ.**

**FORMING AND EFFICIENCY OF TECHNOLOGICAL DESIGN
SOLUTIONS OF STRIP FOUNDATIONS ERECTED FROM
OUTSIDE THE PIT**

**Іванейко І.Д., к.т.н., Мудрий І.Б. ст. викл. (НУ"ЛП", м. Львів),
Олексів Ю.М., інженер («Кристал-захід», м. Львів)**

**I.D.Ivanejko, Ph.D, I.B. Mudryj, Ph.D (National University "Lviv
Polytechnic"), U.M.Oleksiv, engineer ("Kristal-zahid", Lviv)**

У статті визначено ефективність монтажу типового та технологічних конструктивних збірних фундаментів під будівлю 141 серії з використанням подушок довжиною 3м.

The article exemplifies typical design solution of prefabricated foundation pads with options of technological solution of their layout. All necessary sets of cranes were adopted, according to technical specifications, technological and feasibility parameters of assembling of the foundation slabs with walls of the basement. According to the research, it was justified the appropriateness of linking design solutions to technological parameters, in terms of influence of assembling points on the choice of jib cranes.

Ключові слова: технологічне конструктивне рішення, монтажний момент елемента, вантажний момент крана, метод скорочення інтервалу, стрілові крани, збірні стрічкові фундаменти.

Keywords: technological design solution, assembling characteristics of the element, handling characteristics of the crane, a method of reducing the interval, jib cranes, prefabricated strip foundations.

Постановка проблеми. Проектування конструктивних рішень будівель виконується з умови забезпечення міцності та стійкості елементів і як правило, без врахування організаційно-технологічних рішень зі зведення будівлі. В свою чергу ряд досліджень показали

ефективність прийняття взаємно ув'язаного конструктивно-організаційно-технологічного рішення (КОТР) для об'єкту проектування [5, 6]. Передумовами широкого впровадження ефективних КОТР для об'єктів будівництва є об'єднання проектування будівлі з розробкою проекту виконання робіт та розробка методики такого проектування.

Монтаж збірних елементів часто виконується кранами на вильотах стріли більших мінімального (фундаменти з поза меж котловану, плити перекриття багатопверхових будівель, плити покриття одноповерхових будівель при поздовжній схемі монтажу і т. і.). Дана особливість має вплив на вибір типорозміру крана зі змінною характеристикою вантажного моменту. В свою чергу цю особливість не завжди враховують при прийнятті конструктивних рішень і при формуванні комплектів кранів.

Тому була прийнята робоча гіпотеза: конструктивні та технологічні рішення в умовах виконання робіт на вильотах стріли більше мінімального для кранів зі змінною характеристикою вантажного моменту необхідно приймати з урахуванням монтажного моменту елементів.

Аналіз останніх досліджень. Зведення підземної частини будівлі, в залежності від умов будівництва, рекомендується виконувати стріловими та баштовими кранами [1,2]. Для ефективного використання кранів при проектуванні слід приймати вагу конструктивних елементів у залежності від обсягів робіт [3], прийнятих термінів процесів та будівництва. При виконанні монтажу на різних вильотах стріли (для кранів зі змінною характеристикою вантажного моменту), крім їхньої ваги необхідно враховувати монтажний момент елементів при формуванні конструктивних та технологічних рішень у функціональному просторі суміжних кранів [4].

Аналіз ефективності адаптації конструктивних рішень подушок стрічкових фундаментів під стрілові пневмоколісні крани з використанням обмеженої номенклатури виробів для серії 141 наведено в [7].

Мета дослідження. Визначити ефективність укрупнення фундаментних подушок для їхнього монтажу у частковому (одні подушки) та спеціалізованому (з блоками стін підвалу) потоці.

Об'єкт дослідження – стрічкові фундаменти двосекційного будинку 141 серії з подушками за ГОСТ 13580-85 та блочними стінами підвалу за ГОСТ 13579-85.

Терміни та поняття.

Технологічне конструктивне рішення – це найменше можливе за трудомісткістю конструктивне рішення фундаментів з використанням наявної номенклатури збірних виробів, та кожне наступне більш трудомістке рішення монтажу фундаментів з використанням меншого типорозміру необхідного крана.

Визначальні елементи – це найбільший за вагою елемент та кожний наступний елемент меншої ваги розміщений на більшій глибині подачі

Функціональний простір кранів – суміщена на графіку вантажопідйомність – виліт стріли (Q-b) сукупність технічних характеристик різнотипних кранів залучених для виконання монтажних робіт [8].

Необхідний типорозмір крана – кран з мінімальними можливими вантажними характеристиками достатніми для спорудження даного варіанту конструктивного рішення фундаментів.

Додаткові крани – різнотипні за вантажопідйомністю крани меншого типорозміру ніж необхідний, які можуть бути залучені для монтажних робіт на даному об'єкті.

Комплект кранів – комплект з кранів необхідного типорозміру та додаткових для зведення даного конструктивного рішення.

Монтажний момент елемента – момент визначений добутком ваги елемента на найменшу відстань від центра ваги елемента до осі руху крана

Вантажний момент крана на визначеному вильоті стріли - момент визначений добутком даного вильоту стріли на відповідну вантажопідйомність за технічною характеристикою крана.

Вихідні дані для проектування.

План конструктивного рішення розкладки подушок фундаментів [7]; січення фундаментів, розгортки стін підвалів (5 рядів); специфікації елементів; номенклатура типорозмірів подушок та стінових блоків; наявний парк стрілових кранів.

Критерії ефективності

Критерії для формування технологічних конструктивних рішень:

$$Tr_{ij} \rightarrow \min(N_{ij} \rightarrow \min).$$

Додатковий критерій при формуванні стрічок з різнотипних за вагою елементів:

$$M_{\max}^{\text{ел}}(f(Q_k^{\max})) \rightarrow \min,$$

де, $Tr_j(N_j)$ – трудомісткість (кількість монтажних елементів) конструктивного рішення адаптованого для j -го типорозміру необхідного крана; $M_{\max}^{\text{ел}}(f(Q_k^{\max}))$ - монтажний момент у m -ій стрічці для максимальної ваги елемента k -ої ширини відносно осі руху крана.

Критерій технологічності

Показник використання крана за вантажопідйомністю – коефіцієнт використання вантажопідйомності крана ($k_{\text{кр}j}$):

$$k_{\text{кр}j} = \frac{Q_{\text{ср}j}^{\text{ел}}}{Q_{\text{кр}j}} \rightarrow \max,$$

де $Q_{\text{ср}j}^{\text{ел}}$ – середня монтажна вага елемента у j -му конструктивному рішенні; $Q_{\text{кр}j}$ – необхідний вантажопідйомність крана для j -го конструктивного рішення.

Показник однотипності конструктивних елементів на об'єкті - коефіцієнт різноваговості ($k_{\text{рв}j}$):

$$k_{\text{рв}j} = \frac{Q_{\text{ср}j}^{\text{ел}}}{Q_{\text{макс}j}^{\text{ел}}},$$

де $Q_{\text{макс}j}^{\text{ел}}$ – максимальна вага елемента у j -му конструктивному рішенні.

Показник однотипності елементів за монтажним моментом по відношенні до осі руху крана – коефіцієнт різномоментності ($k_{\text{рм}j}$):

$$k_{\text{рм}j} = \frac{M_{\text{ср}j}^{\text{ел}}}{M_{\text{макс}j}^{\text{ел}}} \rightarrow \max,$$

де $M_{\text{ср}j}^{\text{ел}}$ – середній монтажний момент елементів по відношенні до осі руху крана у j -му конструктивному рішенні; $M_{\text{макс}j}^{\text{ел}}$ - максимальний монтажний момент елемента у j -му конструктивному рішенні.

Показник використання кранів за вантажопідйомністю у комплекті – коефіцієнт використання вантажопідйомності кранів у комплекті ($k_{\text{компл}j}$):

$$k_{\text{компл}j} = \frac{\sum_{i=1}^S Q_{\text{ср}i}^{\text{ел}}}{S \cdot Q_{\text{кр}i}} \rightarrow \max,$$

де $Q_{крj}^{ст}$ – середня монтажна вага елементів для i -го крана комплекту у i -му конструктивному рішенні; $Q_{крj}^{ван}$ – вантажопідйомність i -го крана в комплекті для j -го конструктивного рішення; S – кількість кранів у комплекті.

Критерій економічної ефективності

Експлуатаційна вартість монтажу подушок фундаментів та стінових блоків ($C_{експ}$):

$$C_{експ} \rightarrow \min.$$

Тривалість зведення фундаментів ($T_{звед}$):

$$T_{звед} \rightarrow \min$$

Формування технологічних конструктивних рішень та прив'язка елементів до типів крана.

Формування найменшого за трудомісткістю рішення розкладки фундаментних плит (рис. 2).

За базовий варіант приймається типове рішення фундаментів з вказаною віссю руху крана (рис. 1). Для забезпечення мінімальної трудомісткості технологічного конструктивного рішення слід використовувати подушки (ГОСТ 13580-85) максимальної довжини.

Кількість плит у стрічці слід визначати як:

$$N_{mk} = L_{mk} / l_{МАХk}$$

де L_{mk} – довжина m -ої стрічки з плит k -ої ширини; $l_{МАХk}$ – найбільша довжина елемента k -го типорозміру за шириною (для плит шириною від 0,8 м до 2,0 м - $l_{МАХn} = 3,0$ м, а 2,4 м - $l_{МАХn} = 2,4$ м).

При некратній кількості плит добірний елемент слід розміщувати на максимальній глибині подачі, щоб зменшити монтажний момент найбільшого за вагою елемента стрічки.

Вибір необхідного крана, типорозмірів додаткових кранів та прив'язка елементів до типів крана.

Для сформованого технологічного конструктивного рішення, серед елементів однакової ваги визначаються елемент з найбільшим монтажним моментом. Для підбору необхідного крана елементи з найбільшим монтажним моментом сортуються за вагою від найбільшої до найменшої з відповідної глибини подачі (табл. 1) для вибору «визначальних елементів». За технічними характеристиками кранів з врахуванням монтажних моментів «визначальних елементів» підбрано необхідний кран з наявного парку машин (в даному випадку КС-65719-1К ($Q_{кр}^n = 40$ т)).



Рис. 1. Типове технологічне рішення з необхідним монтажним краном КС-45719-8А ($Q_{кр}=20$ т); (6, 10, 12, 16, 20 вантажопідйомність кранів необхідна для монтажу елемента)



Рис. 2. Технологічне конструктивне рішення фундаменту з найменшою трудомісткістю (необхідний кран КС-65719-1К $Q_{кр}=40$ т)

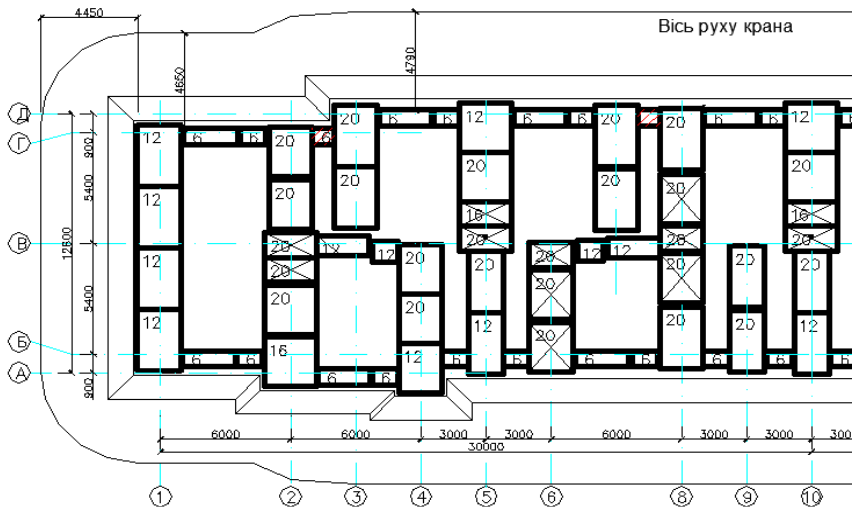


Рис. 3. Технологічне конструктивне рішення з необхідним краном КС-45719-8А ($Q_{кр}=20$ т); (на рисунку показані елементи, які замінені по відношенню до технологічного рішення з краном КС-65719-1К $Q_{кр}=40$



Рис. 4 Технологічне конструктивне рішення з необхідним краном КС-3577.2 ($Q_{кр}=12.5$ т)

Визначальні елементи для технологічного конструктивного рішення з найменшою трудомісткістю зведення фундаментів

Марка елемента	Вага, т	Максимальна глибина подачі, м	Монтажний момент, тм	Примітка
ФЛ-20.30	5.10	10.34	52.73	Визначальний
ФЛ-24.24	4.75	11.00	52.25	Визначальний
ФЛ-20.24	4.05	10.45	42.32	-
ФЛ-16.30	2.71	10.08	27.32	-
ФЛ-10.24	1.38	11.40	15.73	Визначальний
ФЛ-8.24	1.15	6.09	7.00	-
ФЛ-10.12	0.65	11.30	7.35	-
ФЛ-8.12	0.55	6.09	3.35	-

Оскільки зміна монтажних моментів елементів у просторі конструктивного рішення значно відрізняються від зміни вантажного моменту необхідного крана, тому з енергетичних та економічних міркувань доцільно залучати додаткові крани.

Найменший типорозмір додаткового крана з парку машин вибраний КС-2561К ($Q_{кр}=6,3$ т) для монтажу елемента з найменшим монтажним моментом в даному конструктивному рішенні (блок стіни підвалу ФБС-8-4-6 $Q=0,36$ т; $L=5,05$ м). У комплект, крім зазначених кранів, включені додаткові (з наявного парку машин) проміжними типорозмірів: КТА-32 $Q_{кр}=32$ т; КС-45719-8А- $Q_{кр}=20$ т; КС-3577-3К- $Q_{кр}=16$ т; КС-3577.2- $Q_{кр}=12,5$ т; КС-3575А- $Q_{кр}=10$ т.

Прив'язка монтажних елементів до типорозмірів кранів на плані (рис. 2) виконувалась у функціональний простір кранів [11].

Визначення найменшого типорозміру необхідного монтажного крана та кількості ефективних технологічних конструктивних рішень.

Кількості ефективних технологічних конструктивних рішень визначається кількістю різнотипних необхідних типорозмірів кранів, які можуть бути застосовані на даному об'єкті.

Вибір найменшого типорозміру необхідного типорозміру крана виконується для елементів найменших типорозмірів (довжини та ширини) з наявної номенклатури виробів. Він включає в себе додатково визначення найбільших монтажних моментів у m -ій стрічці з застосуванням елемента k -ої ширини мінімальної ваги

(Q_k^{min}) та передбачає розміщення його на максимальній глибині подачі L_{mk} без розкладки суміжних плит:

$$M_{mk}^{елем} (Q_k^{min}) \rightarrow \max$$

де L_{mk} – глибина подачі k -го елемента за шириною у m -ій стрічці; $M_{mk}^{елем} (Q_k^{min})$ – момент елемента k -ої ширини з мінімальною вагою у m -ій стрічці.

В подальшому формується таблиця із сукупності елементів з максимальним моментом у стрічках, визначаються «визначальні елементи» (таблиця 2) і призначається необхідний кран мінімальної вантажопідйомності для даного об'єкту (в даному випадку КС-3577.2 ($Q_{кр}=12,5$ т)).

Таблиця 2

Найменші типорозміри монтажних елементів для об'єкта зведення та визначальні елементи

Марка елемента	Вага, т	Максимальна глибина подачі, м	Монтажний момент, тм	Примітка
ФЛ-24.8	1.45	11.32	16.14	Визначальний
ФЛ-20.8	1.25	11.68	14.6	Визначальний
ФЛ-16.8	0.65	11.45	7.44	-
ФЛ-10.8	0.42	11.4	4.79	-
ФЛ-8.12	0.55	6.09	3.35	-
ФБС-9.4	0.48	11.32	5.43	-

Таким чином, для даного об'єкту можливі 5 варіантів технологічних конструктивних рішень адаптованих для кранів вантажопідйомністю 40т, 32т, 20т, 16 т та 12,5 т.

Формування кожного наступного варіанта технологічного конструктивного рішення виконується шляхом заміни визначальних елементів попереднього рішення адаптованого під більший типорозмір необхідного крана (рис. 2 і рис. 3), або аналітично з використанням методу скорочення інтервалу [9].

Для формування технологічних конструктивних рішень не були включені блоки стін підвалу, оскільки найбільший за вагою блок (ФБС-24.4 $Q=1.3$ т; $L=11.32$ м; $M=14.72$ тм) не є визначальним серед монтажних елементів найменших типорозмірів (ФЛ-24.8 $Q=1.45$ т; $L=10.34$ м; $M=16.41$ тм) (табл. 2).

Визначення конструктивно-технологічних параметрів

Для конструктивних рішень визначались монтажні ваги та моменти визначальних елементів (рис. 5) та традиційні показники

технологічності для зведення подушок (рис. 6,а) і сукупного монтажу подушок і стін підвалу (рис. 6,б)

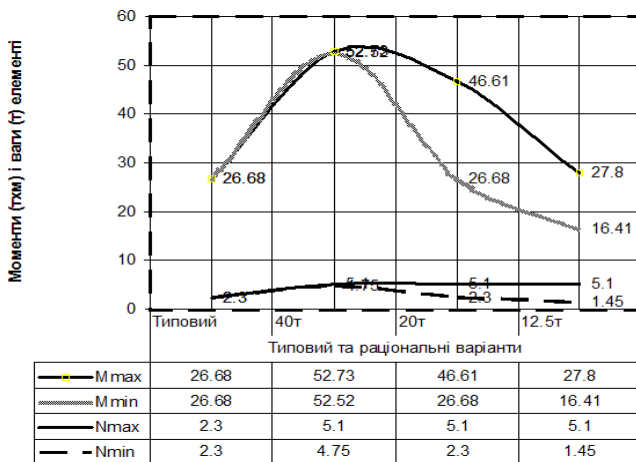


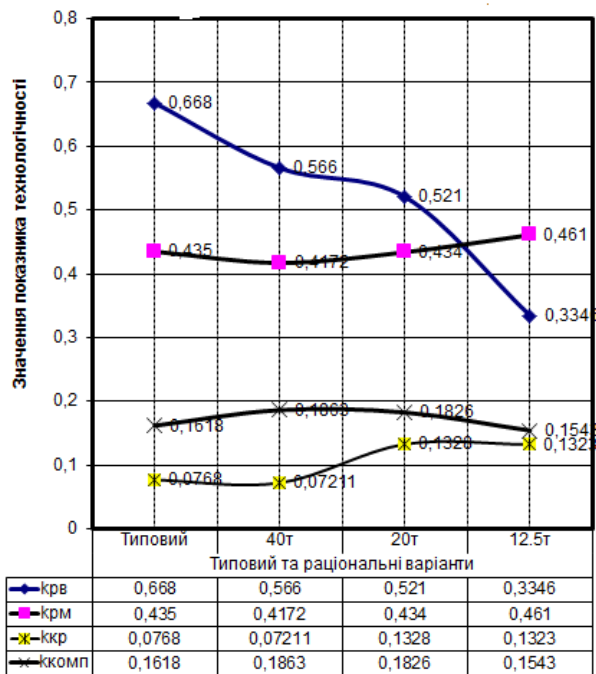
Рис.5 Зміна монтажної ваги та моментів визначальних елементів для різних конструктивних рішеннях фундаментів. Визначення трудомісткості та тривалості зведення фундаментів.

Обсяги, трудомісткість і тривалість визначались на зведення двох секцій будівлі. Обсяги робіт для подушок визначались по планах на рис. 1...4, а для блоків по типовим розгорткам (ФБС24-4 - 480 шт., ФБС12-4 -190 шт., ФБС24-4 -170 шт.). У варіанті з комплектом кранів зовнішні стіни монтуються краном КС-2561К (трудомісткість 86.75 маш.-год.), внутрішні - КС-3577.2 (трудомісткість 86.75 маш.-год.) (рис. 7).

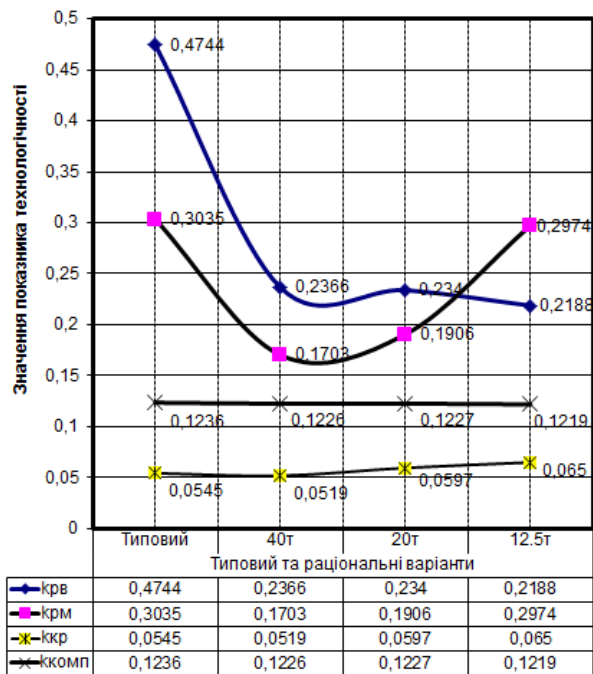
При визначених витратах на постачання кранів на i -ий об'єкт економічно доцільно вилучати кран з комплекту для виконання робіт (рис. 7), якщо виконується умова:

$$E_{ij} > (C_{(i+1)j} - C_{ij}) \times T_{ij}$$

де, E_{ij} - вартість поставки j -го крана на i -ий об'єкт; $C_{(i+1)j} - C_{ij}$ - відповідно експлуатаційні витрати $(i+1)$ -го та i -го типорозміру крана в комплекті на j -му об'єкті. ($Q_{кр(i+1)j} > Q_{крij}$); $Q_{кр(i+1)j}, Q_{крij}$ - вантажопідйомність $i+1$ -го та i -го крана у комплекті для j -ого конструктивного рішення; T_{ij} - тривалість (трудомісткість) виконання робіт i -им краном для j -ого конструктивного рішення.



а)



б)

Рис. 6. Зміна показників технологічності по конструктивним рішенням фундаментів при монтажі:
а) подушок фундаментів; б) подушок разом з блоками стін підвалу.

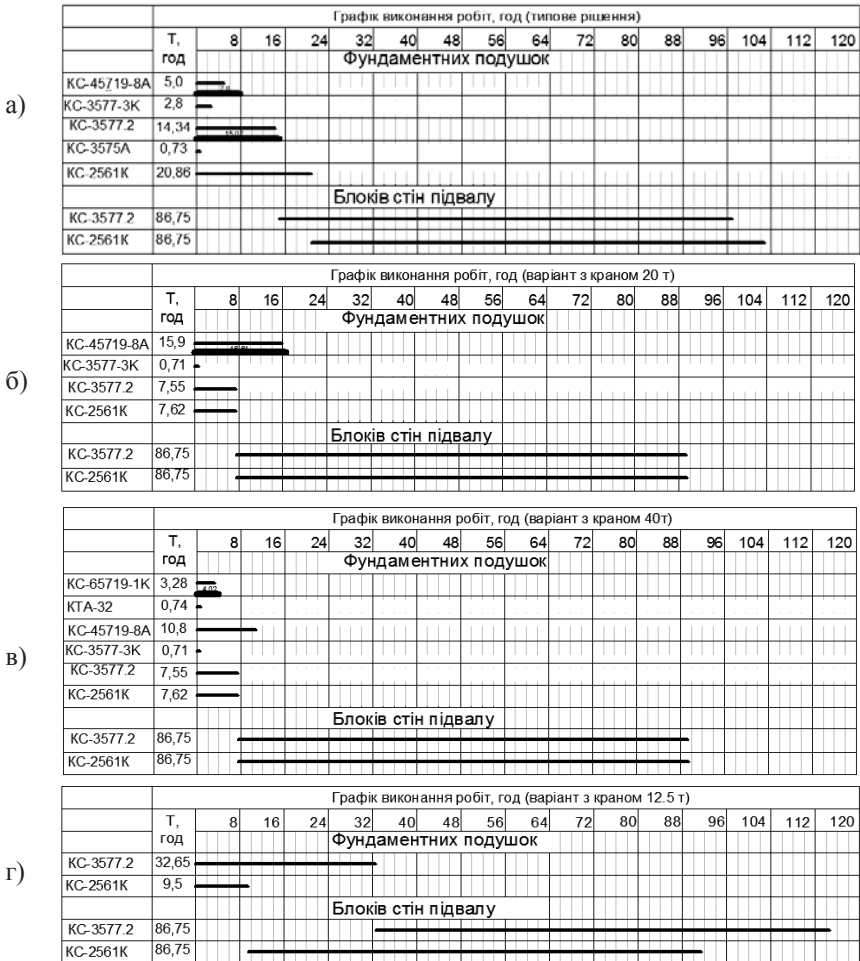


Рис 7. Графіки виконання робіт:

- а) типовий варіант – трудомісткість - 26,5 маш.-зм., тривалість - 13,2 дні; б) варіант з краном 20 т - трудомісткість - 25,03 маш.-зм., тривалість - 11,53 дні. в) варіант з краном 40 т: трудомісткість - 24,9 маш.-зм., тривалість - 11,53 дні; г) варіант з краном 12,5 т: трудомісткість – 26,3 маш.-зм., тривалість - 14,6 дні

Експлуатаційні витрати (без врахування витрат на постачання кранів на об'єкт) за варіантами конструктивних рішень наведені для спорудження подушок (рис. 8,а) та сукупного монтажу подушок і блоків (рис. 8,б) одним необхідним краном та комплектом кранів.

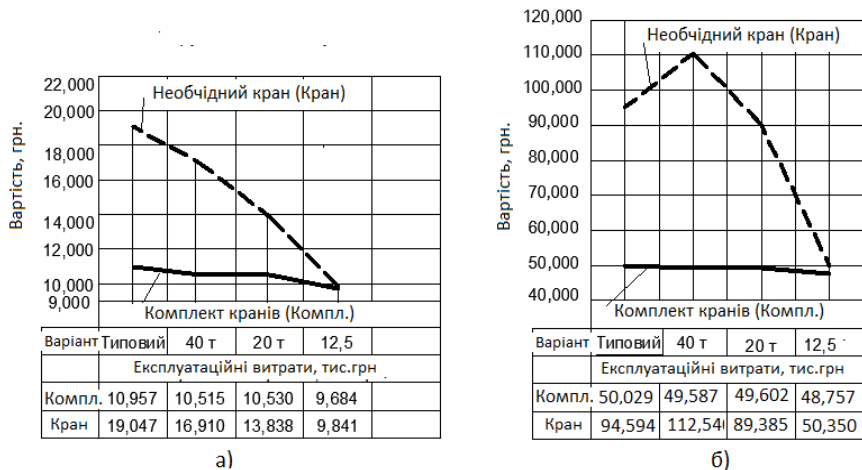


Рис. 8. Експлуатаційні витрати кранів для монтажу елементів в залежності від конструктивного рішення фундаментів: а) на монтаж подушок; б) сумарні на монтаж подушок та блоків стін підвалу

Висновки

1. Наведена методика формування ефективних конструктивних рішень при виконанні монтажних робіт із-за меж котловану з урахування технологічних особливостей об'єкту зведення (схеми руху кранів) з адаптацією їх під визначений типорозмір необхідного крана.

2. Розроблена для сформованого конструктивного рішення методика визначення типорозмірів додаткових кранів у комплекті та визначення обсягів робіт кожного з урахуванням технічних характеристик кранів комплекту. Визначений критерій для виключення додаткового крана з комплекту.

3. Розраховані показники технологічності для варіантів монтажу подушок та сукупного спорудження подушок і блоків. Попередній аналіз цих показників дає можливість допустити, що при сукупному монтажі великорозмірних та дрібно розмірних

елементів є конструктивно-технологічна розбалансованість монтажних елементів за масою.

4. Визначено для наведених варіантів конструктивних рішень трудомісткість, тривалість виконання робіт комплектом кранів та експлуатаційна вартість кранів.

5. Розроблені конструктивні рішення є основою для технологічного проектування – визначення послідовності та напрямків потоків, стоянок кранів, перерозподілу обсягів робіт між кранами комплексу.

1. Егнус М.Я. Левинзон А.Я. Оценка технологичности проектных решений жилых и общественных зданий. М: Изд. Стандартов, 1975-64 с.

2. Шумаков І.В. Теоретико-методологічні принципи формування організаційно-технологічних рішень зведення підземної частини цивільних будівель. Автореферат дис.. д.т.н. – Харків, ХНУБА. – 2015. – 35 с.

3. Іванейко І.Д., І.Б.Мудрий Дослідження величини малооб'ємності робіт для стрілових кранів при спорудженні фундаментів в міській забудові//Містобудування та територіальне планування. – К.- 2012. – Випуск №43.- С. 132-137.

4. Іванейко І.Д., І.Б.Мудрий, Р.В. Лісоцький, Про оцінку та деякі шляхи підвищення використання вантажних характеристик кранів. //Теорія і практика будівництва. – Львів, НУ «ЛП»-2005. - №545.- С. 69-74.

5. Іванейко І.Д., Мудрий І.Б. Аналіз ефективності різних технологій зведення фундаментів стріловими кранами //Містобудування та територіальне планування. – К.-КНУБА - 2012. – Випуск №43.- С. 132-137.

6. Іванейко І.Д., І.Б.Мудрий. До питання ефективності зведення підземної частини будівлі з застосуванням фундаментів на природній основі. //Теорія і практика будівництва. - Львів - НУ «ЛП»-2002. - №441.- С. 74-79.

7. Іванейко І.Д., І.Б.Мудрий Розробка конструктивних рішень фундаментів на природній основі з урахуванням витрат на їх зведенні. //Будівельні конструкції – К.-НДІБК - 2003. – Випуск 59, книга 2.- С. 218-225.

8. Мудрий І.Б. Технологія спорудження фундаментів з урахуванням функціонального простору стрілових кранів. Автореферат дис.. к.т.н. – К, КНУБА. – 2011. – 20 с.

9. Іванейко І.Д., І.Б.Мудрий Про формування ефективних комплектів кранів при веденні монтажу на неоднорідних об'єктах. //Теорія і практика будівництва. - Львів, НУ «ЛП» -2004. - №495.- С. 78-83.

ПІДВИЩЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ БУДІВНИЦТВА ШЛЯХОМ РЕІНЖИНІРИНГУ БІЗНЕС-ПРОЦЕСІВ

IMPROVING EFFICIENCY CONSTRUCTIONS BY MEANS BUSINESS PROCESS REENGINEERING

Литвиненко О.В., здобувач (КНУБА, м. Київ)

**Lytvynenko O.V., postgraduate student (Kyiv National University of
Construction and Architecture, Kyiv)**

Запропоновано реінжиніринг в якості засобу підвищення конкурентоспроможності будівельних підприємств та підвищення ефективності організації будівництва. Шляхом скорочення часу окремих функціональних потоків можна скоротити собівартість та терміни будівництва, отримати додаткові конкурентні переваги .

The article suggests the use of re-engineering as a means of improving the competitiveness of construction companies and increase the efficiency of the construction process.

Business engineering "should be seen not as a one-time adjustment technology business processes of construction, as well as regular management technology for improving business processes.

The article is an example of reengineering as a tool for improving the competitiveness of the construction enterprises. It is proved that the combination of functional flows, reducing the workflow leads to a reduction in terms of construction, reducing construction costs.

Ключові слова: реінжиніринг, бізнес-процес, будівництво, конкуренція

Key words: reengineering, business process, construction, competition

В останні роки конкуренція на будівельному ринку різко загострилася внаслідок кризових явищ в економіці. Рентабельність операційної діяльності будівельних підприємств постійно знижується, при зростанні вимог до якості будівельних робіт та

послуг, посилення контролю за фінансовим станом будівельних компаній. Ця проблема загострюється глобальною фінансовою кризою, падінням платоспроможного попиту на будівельну продукцію, збільшенням розмірів та термінів погашення дебіторської заборгованості, постійними змінами податкової політики.

У цьому зв'язку будівельні підприємства зіткнулися з необхідністю раціоналізації власних бізнес-процесів, особливо тих, що здійснюються під час основної діяльності, тобто під час виконання робіт за договорами підяду. При цьому стан бізнес-процесів під час організації будівництва багатьох будівельних підприємств набагато відстає від європейських компаній, що у разі лібералізації українського будівельного ринку, входження на нього великих європейських компаній, загрожує українським підприємствам втратою конкурентних позицій, внаслідок чого більшість компаній можуть зіткнутися зі значними труднощами в майбутньому.

Враховуючи актуальність завдання з оптимізації бізнес-процесів підприємства, цьому питанню у своїх працях приділяли увагу наступні вчені: М. Хаммер, Дж. Чампі, Т. Девенпорт, Дж. Шорту Р. Манганеллі, М. Клайн; Д. Стоддарт, Л. Ендрюс, М. Робсон, Ф. Уллах, Дж. Мартін, Г.В. Лагутін, О.А. Тугай, С.А. Ушацький, Р.Б. Тянь, А.В. Шпаков та інші.

Оцінка діяльності будівельних компаній за певними показниками, застосування в практиці будівництва моделей організаційного проектування, проектного менеджменту, взаємодія окремих учасників будівництва як бізнес-підрозділів в рамках одного проекту відомі у світі. У багатьох країнах розвивається практика введення окремих корпоративних регламентів та стандартів, яка вже випробувана на багатьох будівельних майданчиках. Проте українськими будівельними компаніями досить мало застосовуються можливості з підвищення ефективності організації будівництва, що надають методи реінжинірингу бізнес-процесів його учасників.

Тому метою статті є описання реінжинірингу бізнес-процесів в якості засобу постійного удосконалення організації будівництва.

Підвищення ефективності організації будівництва шляхом реінжинірингу бізнес-процесів виявляється можливим, так як на рівні будівельного майданчика реалізуються всі основні напрямки

діяльності, характерні для окремої компанії: планування, управління структурою і будівельними процесами, фінансовий менеджмент, управління персоналом і т.д. Часто в українських реаліях названі процеси влаштовані неефективно, що зменшує ефективність операційної діяльності усіх будівельних компаній, що задіяні в процесі зведення об'єкту.

Будівництво є складним організаційно-управлінським комплексом, який можливо представити у вигляді окремої динамічної системи, склад учасників якої, їх організаційно-економічні зв'язки, конкурентні переваги у кожен окремий момент часу є різними. Описувати абсолютно усі елементи і зв'язки даної системи немає необхідності, проте необхідно визначити найбільш суттєві елементи, зв'язки, головні проблеми, шляхи їх вирішення та критерії оцінювання.

Для початку проектування моделі бізнес-процесу потрібно виділити його основні функції у межах учасників будівництва, структурних підрозділів, виокремити підпроцеси, функції, операції, визначити основні параметри системного стану бізнес-процесу, а саме показники швидкості, взаємозв'язки та маршрут його функціональних потоків.

Для визначення норм часу виконання функцій пропонується розглянути бізнес-процес на прикладі постачання та встановлення холодильного обладнання при будівництві складського приміщення у м. Харків. Загальний строк постачання даного обладнання, що оголошувався виробником до реінжинірингу - 120 робочих днів, з яких близько 30 днів триває проектування, близько 20 днів підготовка дозвільних документів на експорт та доставку обладнання, решта – підготовчий та будівельний періоди.

У табл. 2 наведено фрагмент реінжинірингу даного бізнес-процесу шляхом здійснення однієї з п'яти дій (№1- заміна процесу на інший, №2 - відміна процесу, №3- суміщення декількох процесів, №4- введення додаткового процесу, №5- передача функцій іншими учасникам), здійснення яких дозволило скоротити фактичний термін здійснення бізнес-процесу на 25 днів. Майже за кожен документ, що супроводжує функцію відповідальний або сам виконавець, або безпосередній керівник підрозділу. Це значно спрощує маршрут руху процесу через економію робочого часу на ознайомлення та візування документів, на які вже чекають в інших організаційних підрозділах підприємства.

Таблиця 1

Процес реінжинірингу будівництва (фрагмент)

Резерв покращення	Планова тривалість (дні)	Фактична тривалість (дні)	Основні процеси, що забезпечують резерв	Забезпечення цілей			Результати
				а	б	в	
Функція 1.1 (без змін)	2	2	-	-	-	-	-
Функція 1.2 (1 зміна)	32	29	№ 3	✓	-	-	
Функція 1.3 (2 зміни)	23	18	№ 2 і № 5	✓	✓	✓	Термін передачі проектно-кошторисної документації на буд. майданчик
Функція 1.4 (1 зміна)	132	124	№ 3	✓	✓	✓	Призначення керівника проекту відповідальним за проектування
Функція 2.2 (2 зміни)	58	56	№ 2 и № 4	✓	✓	-	Регламентация терміну узгодження документації між проектним підрозділом постачання
Функція 2.3 (2 зміни)	33	33	№2 і №4	✓	-	-	Оформлення замовлень сумою до 20 тис. грн. виконробом.
Функція 2.4 (1 зміна)	17	16	№1	✓	✓	✓	Можливість ознайомлення з документацією он-лайн
№1- заміна процесу на інший; №2 - відміна процесу; №3- суміщення декількох процесів; №4- введення додаткового процесу; №5- передача функцій іншими учасникам.				а - зменшення термінів будівництва; б - зменшення кошторисної вартості; в – підвищення якості.			

Це означає, що вдалося побудувати новий бізнес-процес із швидшим функціональним потоком, якому менше заважають бар'єри у вигляді додаткових узгоджень та дублювань функцій.

Можна виділити основні процеси управління та організації робіт на будівельному майданчику, при оптимізації яких доцільно застосувати інжиніринг:

- отримання дозвільних документів, необхідних для початку та ведення будівництва;
- якість, повнота та своєчасність отримання проектно-кошторисної документації;
- взаємодія з фінансово-кредитними інституціями, розробка програм фінансування будівництва та оцінювання ефективності їх виконання;
- оцінювання рішень з організації та технології будівництва (на основі ПОБ, ППР) та їх виконання в фактичних умовах;
- здійснення контролю і нагляду за нормативно-правовими вимогами до учасників будівництва в галузі охорони праці та техніки безпеки, оцінка наявності сертифікатів відповідальних учасників будівництва;
- контроль за наявністю дозволів (ліцензій) на здійснення будівельної діяльності учасниками будівництва;
- вироблення загальної системи оцінювання ефективності діяльності учасників будівельного процесу;
- закупівлі для потреб будівництва, встановлення цін на матеріали, оцінювання учасників тендерів на виконання будівельних робіт;
- здійснення матеріально-технічного постачання ресурсів на будівельний майданчик;
- управління рухом, складом та якістю трудових ресурсів;
- система комплексної взаємодії із споживачами будівельної продукції на засадах реалізації комплексу маркетингових заходів;
- контроль за виконанням термінів будівництва, його вартістю та якісними показниками;
- управління виплатами платежів в бюджет і забезпечення такої виплати;
- здійснення управління активами, оренда, лізинг, франчайзинг активів;
- комплекс дій з уведення об'єкту в експлуатацію;

Бізнес-інжиніринг може стати дієвим інструментом для підвищення ефективності не тільки для окремих підприємств, але й для управління і організації будівництва. У сучасних підрядних будівельних підприємствах, проектних компаніях, службах замовника, ген підрядних організаціях задачі моделювання будівельних процесів постають не тільки при реалізації проектів організації будівництва, але й при переході на нові європейські системи і стандарти управління якістю, проектування будівель і споруд.

Варто зазначити, що реінжиніринг не є одноразовим заходом з підвищення ефективності будівництва, так як змінюються умови будівництва для різних об'єктів, застосовуються різноманітні технології та методи зведення об'єктів, нові матеріали, машини і механізми, змінюється склад учасників. Подібне завдання стоїть і при виході на ринки інших регіонів, і при створенні нових підрозділів. Перебудова процесів може здійснюватися з метою задоволення вимог клієнтів, забезпечення більших конкурентних переваг. Тобто управління бізнес-процесами будівництва потрібно здійснювати постійно.

Тому «бізнес-інжиніринг» має розглядатися не як технологія разової перебудови бізнес-процесів будівництва, а як технологія регулярного управління на удосконалення бізнес-процесів.

Висновки: Реінжиніринг бізнес-процесів є дієвим механізмом підвищення конкурентоспроможності будівельного підприємства. Шляхом скорочення часу на виконання окремих функціональних потоків, об'єднання деяких з них, оптимізації документообігу, підприємство може суттєво скоротити собівартість продукції, терміни будівництва, і як наслідок, отримати додаткові конкурентні переваги на ринку.

1. Асаул А.Н. Формирование и оценка организационных структур управления в компаниях инвестиционно-строительного комплекса [Текст] / А.Н. Асаул, Н.А. Асаул, А.В. Симеонов // – СПб.: ГАСУ. - 2009 - 258 с.
2. Беленкова О.Ю. Тенденції розвитку будівельної галузі як чинники формування стратегічної конкурентоспроможності будівельних підприємств/ О. Ю. Беленкова// Будівельне виробництво. Міжвідомчий науково-технічний збірник – 2014. - Вип. 57.- С.24-30
3. Рунова Е.В. Оценка эффективности бизнес-процессов машиностроительного предприятия / Е.В. Рунова // Вестник КГФЗИ. - 2008. - №3. - с.27-30

**РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ
ЗАКЛАДНИХ ДЕТАЛЕЙ СИСТЕМИ КРІПЛЕННЯ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН**

**RESULTS OF EXPERIMENTAL RESEARCH OF EMBEDDED
PARTS OF THE MOUNTING SYSTEM OF CONCRETE
COLUMNS**

**Малюшицький О.В., к.т.н. (Полтавський національний технічний
університет імені Юрія Кондратюка, м. Полтава).**

**Malushytskyy A.V., candidate of technical sciences (Poltava National
Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava).**

Описані результати експериментальних досліджень закладних деталей системи кріплення залізобетонних колон та виконаний їх порівняльний аналіз з даними теоретичних розрахунків.

Is described the design of the proposed embedded parts, of the mounting system of reinforced concrete columns. Revealed shortcomings of the existing embedded items and advantages of the offer. Were designed fragments of columns for testing of embedded parts and developed the technique testing pilot samples. Presents the scheme of research of the pilot samples.

Presents the results of experimental investigations of embedded parts of the mounting system of reinforced concrete columns. Analyzed the growth charts of the longitudinal deformation of anchor rods.

Made a comparative analysis of the theoretical calculations with experimental results, and the conclusion regarding possible application of the offered embedded parts in the mounting system of reinforced concrete columns.

Ключові слова: закладні деталі, система кріплення залізобетонних колон, результати експериментальних досліджень.

The key words: the embedded parts, the mount system of concrete columns, the results of the research.

Вступ. Залізобетонні конструкції є одними з найпоширеніших конструкцій у всіх галузях будівництва. На теперішній час широкого розповсюдження набуло збірно-монолітне будівництво, яке передбачає використання закладних деталей, що призводить до підвищення матеріалоємності та загальної вартості.

В умовах ринкової економіки виникає необхідність ефективного виробництва будівельних конструкцій на основі науково-технічного прогресу, що полягає в економії ресурсів при їх виготовленні та монтажу.

Використання закладних деталей в системі кріплення залізобетонних колон дозволяє скоротити тривалість та трудовитрати процесу монтажу.

Огляд останніх джерел досліджень і публікацій.

Традиційний спосіб монтажу залізобетонних колон передбачає їх встановлення в стакан підколонника з подальшим вивіренням за допомогою кондуктора та замоноличенням шва. При цьому використовується допоміжне обладнання, що значно ускладнює та сповільнює процес будівельного виробництва.

Новітній спосіб монтажу [1], який являє собою систему кріплення залізобетонних колон до фундаментів за допомогою закладних деталей (рис. 1 а), на ряду з такими перевагами, у порівнянні з традиційним способом, як швидкість та точність монтажу, має суттєвий недолік - велика кількість зварних швів при виготовленні закладних деталей (рис. 1 б).

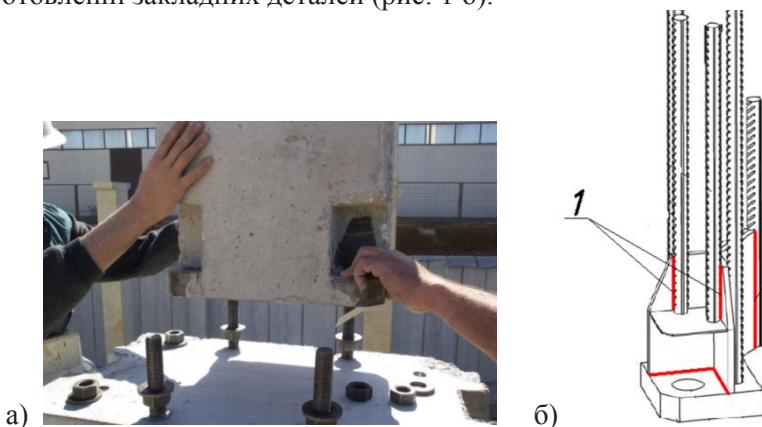


Рис. 1. Загальний вигляд (а) та конструкція закладної деталі система кріплення залізобетонних колон: 1 – зварні шви

Виділення нерозв'язаних раніше частин загальної проблеми.

Конструкція відомих закладних деталей систем кріплення залізобетонних колон [1] передбачає приварювання арматурних стрижнів унапусток, що вимагає високої кваліфікації виконання робіт та значної витрати ресурсів.

Використання у запропонованих закладних деталях гнучких анкерів з висадженими головками та технології їх миттєвого приварювання дозволяє значно скоротити вартість та трудомісткість їх виготовлення.

Зважаючи на те, що гнучкі анкери приварюються в тавр, необхідно експериментально оцінити характер роботи і несучу здатність закладних деталей та можливість їх використання для приведеної системи кріплення.

Постановка завдання. Для оцінки можливості використання запропонованих закладних деталей у системі кріплення залізобетонних колон необхідно запроєктувати закладні деталі з гнучкими анкерами та фрагменти залізобетонних колон. Розробити методика випробувань і на основі експериментальних досліджень визначити характер роботи закладних деталей та виконати порівняльний аналіз результатів теоретичних розрахунків експериментальних випробувань.

Основний матеріал і результати.

Запропоновані закладні деталі (рис. 2) мають наступну конструкцію: пластина кріплення, виготовлена зі сталі С235 та фактичними розміри $a \times b \times h = 110 \times 110 \times 15$ мм, з отвором діаметром 27 мм для болта М24; захисний елемент закладної деталі, який призначений для запобігання потрапляння розчину під час бетонування в зону монтажу. Використовувався кутик рівно полицьовий 90х90х7 та пластина розміром 85х85х5. Всі складові захисного елемента виготовлені зі сталі С235; гнучкі анкери з підсиленням у вигляді висаджених головок. Виготовлені згідно з ЕТА- 03/0041 зі сталі S325 J2. Номінальний діаметр анкера складав 10мм.

Вище згадувана технологія зварювання дозволяє виконувати зварювання стрижнів один з одним, що дає можливість виготовляти елементи анкерування будь-якої довжини.

Приварювання гнучких анкерів виконувалося в інституті електрозварювання імені Є. О. Патона м. Київ, за допомогою апарата «ALPHA 850».

Загальний вигляд закладних деталей прийнятих для експериментальних досліджень приведений на рисунку 2 а. За результатами розрахунків довжина анкерування, для включення бетону у роботу, становила 300 мм та досягалася шляхом приварювання двох рядів анкерних стрижнів (рис. 2 б). У зв'язку з тим, що під час зварювання довжина стрижня зменшується на 3мм фактична довжина анкерування складала 294мм.

Для визначення несучої здатності закладних деталей були запроєктовані, згідно [3,4], фрагменти залізобетонних колон з наступними параметрами: $b = 300\text{мм}$, $h = 300\text{мм}$, бетон класу С20/25; арматура класу А400С; захисний шар бетону $a'=a=50\text{мм}$. В стиснутій зоні запроєктовані 2Ø8 А400С, в розтягнутій 4Ø14 А400С. Поперечне армування виконане у вигляді хомутів з арматури Ø6 А240С.

Прийнята схема випробування дослідних зразків, яка б моделювала реальні умови роботи, приведена на рисунку 3 та являє собою балку складену з двох фрагментів колон об'єднаних болтовим з'єднанням у прольоті на рівні нижнього поясу за допомогою запроєктованих закладних деталей. За результатами розрахунків болтового з'єднання прийнято 2 болти діаметром 24 мм.

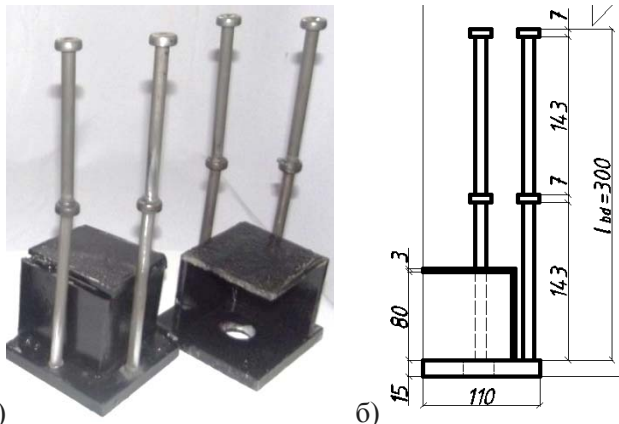


Рис. 2. Загальний вигляд (а) та розміри (б) запропонованих закладних деталей

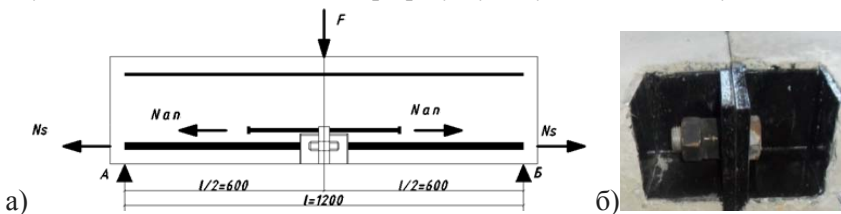


Рис. 3 - Схема випробування дослідних зразків (а), загальний вигляд болтового з'єднання фрагментів колон (б)

Фактичні деформації в анкерних стрижнях фіксувалися за допомогою електротензорезисторів з базою 20мм на паперовій основі.

За результатами визначення фізико-механічних характеристик арматурної сталі, згідно [5], арматура $\varnothing 14$ A400С мала межу текучості $R_{ym} = 402$ МПа, а $\varnothing 6$ A240 - $R_{ym} = 285,4$ МПа.

Межа текучості гнучких анкерів, відповідно до сертифікату якості виробника, становила $R_{ym} = 408$ МПа.

Міцність бетону визначалась у згідно [6] шляхом випробування на стиск стандартних бетонних кубиків та призм. За результатами випробувань: нормативна кубикова міцність $\bar{\sigma}_{b_k}^n = 21,7$ МПа; нормативна призмova міцність бетону на стиск $\bar{\sigma}_{b_{pr}}^n$ (клас бетону В) = 19, 83 МПа.

На рисунку 4 приведений загальний вигляд дослідних зразків прийнятих до випробування.



Рис. 4 - Загальний вигляд дослідних зразків прийнятих до випробування.

Навантаження прикладалося ступенями, що дорівнювало 1/10 – 1/20 від руйнуючого з 3...5 хвилинною витримкою, протягом яких знімалися показники з електротензорезисторів, записувалися показники прогиномірів, проводився огляд зразків, фіксувалась

поява тріщин. Прогини конструкції відносно горизонтальної осі вимірювалися за допомогою прогиноміра годинникового типу ПАО-6. На рисунку 5 зображений дослідний зразок в процесі випробування.



Рис. 5 - Дослідний зразок в процесі випробування

У якості граничного стану за несучою здатністю було прийнято стан, коли значення поздовжніх деформацій гнучких анкерів досягали межі текучості. На рисунку 6 приведений графік росту поздовжніх деформацій анкерних стрижнів.

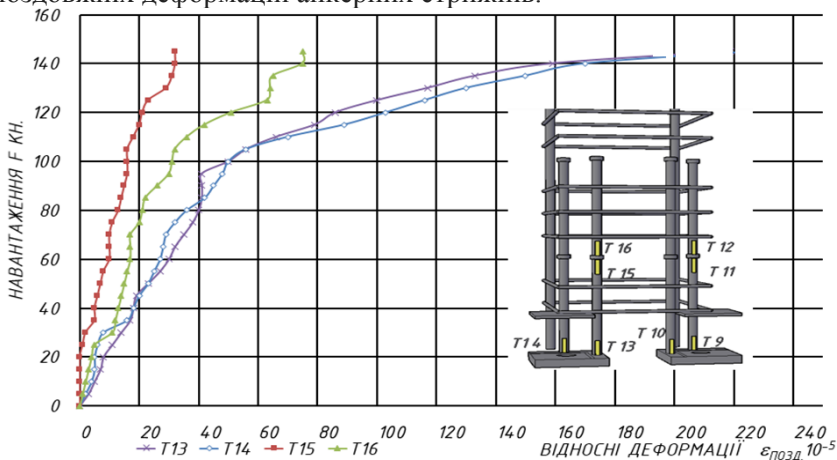


Рис. 6 - Графік росту поздовжніх деформацій анкерних стрижнів

Аналіз графіків поздовжніх деформацій вказує на те, що найбільші напруження виникають в місцях приварювання анкерних стрижнів до пластин кріплення. Максимальні значення поздовжніх

деформацій при досягненні межі текучості становили $\varepsilon_{\text{поз}} = 195 \cdot 10^{-5}$ при $\sigma_s = 408 \text{ МПа}$.

Межі текучості зразки досягли при навантаженні $F_{\text{експ.}} = 145 \text{ кН}$.

Теоретична несуча здатність закладних деталей при характеристичних значеннях механічних властивостей анкерних стрижнів, згідно з розрахунками, становила 132 кН, що на 9% менше від експериментального значення. А при розрахункових значеннях механічних властивостей анкерних стрижнів - 86 кН, відповідно розбіжність з результатами експериментальних досліджень становить 40%.

Висновки. Результати експериментальних досліджень запропонованих закладних деталей вказують на можливість їх використання в системі кріплення залізобетонних колон. Характер руйнування відповідав прикладеному навантаженню. Висаджені головки анкерних стрижнів забезпечили надійне кріплення закладних деталей в тілі бетону. Руйнування дослідних зразків відбувалося внаслідок досягнення анкерними стрижнями межі текучості, при цьому резерв несучої здатності у порівнянні з теоретичними розрахунками становить 9%.

1. Peikko groupe. Каталог «Башмаки колонн НРКМ, РРКМ, РЕС». – Санкт-Петербург: - 20 с.

2. Europäische Technische Zulassung ETA-03/0041, 30 Seiten einschliesslich 7 Anhänge, EOTZ, 2003.

3. ДБН В.2.6-163:2010 Конструкції будинків і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. - Київ, Мінрегіонбуд, 2010: -296 с.

4. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. – Київ, Мінрегіонбуд, 2011: - 71 с.

5. ГОСТ 12004-81 Сталь арматурная. Методы испытаний на растяжения. – М.: Стройиздат, 1986. – 14 с.

6. ДСТУ Б В.2.7-217:2009 Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона. – Київ, Мінрегіонбуд, 2010: - 16 с.

**МОДЕЛЮВАННЯ ДИНАМІЧНОГО НАПРУЖЕНОГО
СТАНУ ЕЛЕМЕНТІВ ВЕНТИЛЬОВАНИХ ФАСАДІВ**

**MODELING OF THE DYNAMIC STRESSES OF THE
ELEMENTS OF VENTILATION FACADES**

Мікуліч О.А., к.т.н., доц. (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Mikulich O.A., Ph.D., senior lecturer (Lutsk National Technical University, Lutsk)

У статті описано моделювання динамічного напруженого стану елементів вентиляційних фасадів та досліджено вплив відстані між отворами у пластинчастих елементах конструкцій на розподіл напружень за усталених коливань.

The article describes the modeling of the dynamic stress state of the elements of ventilated facades. The integral equations of the task are built. These equations contain the Cauchy integrals and the regular functions. Method of numerical calculation of dynamic stresses is developed. It is based on the method of the integral equations and the method of mechanical quadratures. The dynamic stresses at the plate elements of the constructions of the ventilation facades are calculated. Distributions of the maximal dynamic stresses on the boundary of the plate, which is under the influence of the not axially symmetric oscillation forces, are determined. The influence of the distance between the holes in the facade elements for dynamic stresses concentration is investigated. The effects of the interference of the holes at the plate elements of the constructions of ventilation facades under the steady-state oscillation forces are investigated.

Ключові слова: пластини, напруження, вібраційне навантаження.

Keywords: plates, stresses, vibration loads.

Сучасний ринок будівельних матеріалів стрімко розвивається. Фірми-виробники постійно пропонують щось нове, роблячи при цьому акцент на товар, що є більш вигідним, якісним і екологічним.

У сучасному будівництві почали широко використовуватися матеріали та елементи конструкцій, що є одночасно легкими та мають велику міцність.

До таких слід віднести елементи вентиляованих фасадів. Для їх монтажу використовуються витяжні заклепки. З допомогою заклепок з'єднуються облицювальні матеріали між собою. Також їх використовують при монтажі віконних примикань: зливів, відкосів, та при встановленні інших додаткових елементів.

Елементи таких фасадів можна змоделювати з допомогою пластин, що послаблені системами отворів. Вони зазнають вібраційного навантаження. Через системи заклепок, що є істотними концентраторами напружень, відбувається передача динамічного навантаження на пластину.

Для забезпечення міцності таких елементів фасадів необхідно використовувати уточнені методики розрахунку їх напруженого стану з врахуванням динамічної концентрації напружень біля отворів.

Аналіз останніх досліджень. Загальні підходи до дослідження напруженого стану пластинок, що послаблені одним або системою кругових отворів та зазнають впливу динамічних навантажень, розроблені у працях О. М. Гузя [1], Г. М. Савіна [2], В. Д. Кубенка та ін. Розв'язки таких задач отримані у формі рядів для випадку осесиметричного осцилюючого навантаження. У роботах Рао У.Н., Мов С.С. та ін. для розв'язання такого класу задач застосовується метод багатократних відображень.

У працях П. Бенерджі, Р. Баттерфілда, К. Бреббія та ін. [3] розв'язання задач зведено до сингулярних та регулярних інтегральних рівнянь. Визначення напружень на границі проводилося чисельним диференціюванням, що при швидкозмінному напруженому стані, який має місце при високих частотах, може призвести до значних похибок.

У [4] запропоновано методику дослідження динамічного напруженого стану багатозв'язних нескінченних пластинок за усталених коливань, що ґрунтується на методі граничних інтегральних рівнянь (МГІР) та апараті теорії функції комплексної змінної (ТФКЗ) для випадку осесиметричного навантаження, прикладеного до границі отвору. Основна перевага такого підходу полягає в його універсальності та високій точності для випадку багатозв'язних пластинок складної форми, нескінчених пластинок з

отворами та системами отворів.

Постановка мети і задач досліджень. У роботі розглядається задача про дослідження напружено-деформованого стану елементів вентиляваних фасадів, що перебувають під дією вібраційних навантажень. Елементи фасадів у статті моделюються як пружні ізотропні нескінченні пластинки, що послаблені системами кругових отворів. Досліджувані пластинчасті елементи конструкцій перебувають під дією неосесиметричного навантаження, яке прикладене до границь отворів і передається через системи витяжних заклепок.

Методика досліджень. Розглянемо пружну пластинку, що послаблена системою отворів, обмежених контурами L_1, L_2, \dots, L_K . Віднесемо її до декартової системи координат $x_1 O x_2$. Позначимо через D — область, яку займає пластинка.

Дослідимо динамічний напружений стан пластинки при поздовжніх коливаннях, які виникають від дії навантажень, що прикладені до границь отворів $S^{(k)}(x_1, x_2)e^{i\omega\tau}$, $k = \overline{1, K}$. Тут позначено ω — частота, τ — час.

Для випадку плоского напруженого стану використаємо інтегральне зображення загального розв'язку для переміщень у вигляді [5]:

$$u_i(x_1, x_2) = \int_L p_j U_{ij}^*(x_1, x_2, x_1^0, x_2^0) ds, \quad (1)$$

де $L = \bigcup_{k=1}^K L_k$, $U_{ij}^*(z, t) = \frac{1}{2\pi r c_2^2} (\psi \delta_{ij} - \chi r_i r_j)$, $r = \sqrt{(z-t)(\bar{z}-\bar{t})}$; $z = x_1 + ix_2$, $t = x_1^0 + ix_2^0$, $r_i = \partial r / \partial x_i$, p_j — невідомі потенціальні функції, $i, j = \overline{1, 2}$; ψ, χ — відомі функції, що містять функції Ганкеля другого роду [3], інтегрування по області та вздовж границі проводиться за змінною t . Тут і далі біля переміщень та напружень опущений часовий множник $e^{i\omega\tau}$.

Для визначення напружень в довільній точці пластинки використано формулу [2]:

$$2(\sigma_n - i\tau_{sn}) = \frac{2E}{1-\nu} \operatorname{Re} \left(\frac{\partial}{\partial \bar{z}} (u_1 - iu_2) \right) + e^{2i\alpha} \frac{2E}{1+\nu} \left(\frac{\partial}{\partial z} (u_1 - iu_2) \right), \quad (2)$$

де α - кут між нормаллю \vec{n} до площинки і віссю Ox_1 , E -

модуль Юнга, ν – коефіцієнт Пуассона.

Підставляючи представлення для переміщень (1) у формули визначення напружень (2) отримаємо:

$$2(\sigma_n - i\tau_{sn}) = \int_L \frac{f_1(t; z)}{z-t} qdt + \int_L \frac{f_2(t; z)}{z-t} \bar{q}d\bar{t}$$

$$f_1(t, z) = \frac{1}{2\pi i} \left(\zeta \Phi - \frac{dz}{d\bar{z}} \chi_1 \frac{\bar{z} - \bar{t}}{z-t} \right), f_2(t, z) = -\frac{1}{2\pi i} \left(\zeta \Phi - \frac{dz}{d\bar{z}} \chi_2 \right)$$

де $\Phi = \Phi(r)$, $\psi_1 = \psi(r)$, $\chi_1 = \chi_1(r)$, $\chi_2 = \chi_2(r)$ — відомі функції, dz – диференціал змінної z вздовж дотичної до границі L , $\zeta = (1+\nu)/(1-\nu)$, $qdt = i(p_1 + ip_2)ds$ — невідома функція.

Спрямовуючи точку (x_1, x_2) до границі пластинки, використовуючи представлення для функцій Ганкеля при малих значеннях аргументу [6] та формули Племеля-Сохоцького для інтегралів типу Коші [2], отримаємо інтегральні рівняння для знаходження невідомої функції q :

$$\frac{2\bar{q}}{1+\nu} + \frac{1}{2\pi i} \int_L \left(\frac{dz}{d\bar{z}} \frac{\bar{z} - \bar{t}}{z-t} - 1 \right) \frac{qdt}{z-t} + \frac{1}{2\pi i} \int_L \left(1 - \frac{dz}{d\bar{z}} \frac{3-\nu}{1+\nu} \frac{\bar{z} - \bar{t}}{z-t} \right) \frac{\bar{q}d\bar{t}}{\bar{z} - \bar{t}} +$$

$$+ \int_L G_1(t, z) qdt + \int_L G_2(t, z) \bar{q}d\bar{t} = S,$$

де $S = 4 \frac{(S_1 + iS_2)}{1+\nu} e^{-i\alpha}$; $G_1 = G_1(z, t)$, $G_2 = G_2(z, t)$ — обмежені і

неперервні на граничних контурах функції.

Методика досліджень. Для визначення невідомих на границі функцій q використаємо метод механічних квадратур сумісно з методом колокації [7]. Запишемо рівняння контуру пластинки параметричній формі: $x^{(k)} = \varphi_k(\theta)$; $y^{(k)} = \psi_k(\theta)$, $0 < \theta < 2\pi$, $(x^{(k)}, y^{(k)}) \in L_k$, $k = \overline{1, K}$. Причому ці функції виберемо так, щоб при обході границі область залишалася зліва. Тоді на границі $t^{(k)} = \varphi_k(\theta) + i\psi_k(\theta) = g_k(\theta)$.

Для інтегралів, які мають особливість типу Коші, використаємо наступні квадратурні формули [7]:

$$\int_{L_k} \frac{q}{t-z_v} dt = h \sum_{n=1}^N q_n \frac{g'_{kn}}{t_n - z_v}, \quad t_n = g_j(\theta_n),$$

$$g'_{kn} = g'_k(\theta_n), \quad \theta_n = hn, \quad z_v = z(\tilde{\theta}_v), \quad \tilde{\theta}_v = \theta_v + h/2,$$

N — кількість точок колокації, h — крок розрахунку. Для решти інтегралів, які мають обмежені підінтегральні функції, використаємо квадратурні формули [7]:

$$\int_{L_k} qf(t, z) dt = h \sum_{n=1}^N q_n f(z, t_n) g'_{kn},$$

причому тут z може бути довільним.

Замінивши інтеграли вказаними квадратурними формулами, отримаємо систему лінійних алгебраїчних рівнянь виду:

$$\bar{q}_v^{(k)} + h \sum_{l=1}^K \sum_{n=1}^N \left(f_{1\nu n}^{(l,k)} q_n^{(l)} g'_{1n} + f_{2\nu n}^{(l,k)} \bar{q}_n^{(l)} \bar{g}'_{1n} \right) = S_v^{(k)},$$

де $f_{1\nu n}^{(l,k)} = f_1(z_\nu^{(k)}, t_n^{(l)})$, $f_{2\nu n}^{(l,k)} = f_2(z_\nu^{(k)}, t_n^{(l)})$, $\nu = \overline{1, N}$.

Після розв'язування системи кільцеві напруження на границі знаходимо чисельно на основі співвідношення [2]:

$$2(\sigma_\theta - i\tau_{\theta\theta}) = \frac{2E}{1-\nu} \operatorname{Re} \left(\frac{\partial}{\partial \bar{z}} (u_1 - iu_2) \right) - e^{2i\alpha} \frac{2E}{1+\nu} \left(\frac{\partial}{\partial z} (u_1 - iu_2) \right),$$

виділивши нерегулярні складові у підінтегральних функціях та застосувавши формули Племеля-Сохоцького [2].

Результати досліджень. Використаємо описаний вище алгоритм для дослідження динамічного напруженого стану пластинчастих елементів вентильованих фасадів, які змодельємо ізотропними пружними пластинками, що послаблені отворами кругової форми. До границь отворів через системи заклепок передається осцилююче неосесиметричне навантаження (рис. 1). У випадку, коли пластини послаблені системами отворів, розподіл динамічних напружень залежить також від взаємовпливу отворів та відбиття хвиль від їх границь.

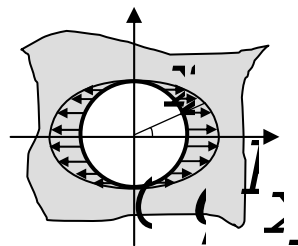


Рис. 1. Розподіл навантаження на границі отвору

Віднесемо пластинку до декартової системи координат x_1Ox_2 так, щоб центр ваги пластинки співпадав з початком координат. Враховуватимемо при розрахунках, що осцилююче навантаження, прикладене до границі отвору змінюється за законом $S = P \cos^2 \phi e^{i\omega\tau}$, де ϕ — кут у радіанах.

Дослідимо на основі розробленого алгоритму залежність концентрації максимальних динамічних напружень $\tilde{\sigma}_\theta^{\max} / D$ (віднесених до P) від зведеної частоти $\omega_2' = \omega \cdot a / c_2$ (c_2 — швидкість хвиль зсуву [2]) для пластинки, що послаблена одним круговим отвором радіусу a (рис. 2). Граничні умови задамо у вигляді [2]:

$$\sigma_n|_\Gamma = -P \cos^2 \phi e^{i\omega\tau}, \quad \tau_{sn}|_\Gamma = 0.$$

Числовий розрахунок здійснено для 80 вузлових точок і значенні коефіцієнта Пуассона $\nu=0,25$.

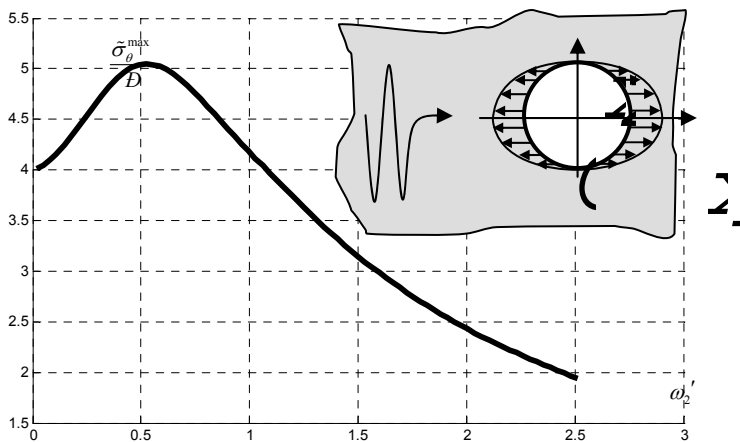


Рис.2. Залежність максимальних динамічних напружень від частоти прикладеного навантаження

З рис. 2 видно, що розподіл максимальних динамічних напружень має коливний характер. Максимальні значення динамічних напружень перевищують статичні у 1,26 рази при значенні зведеної частоти $\omega_2'=0,52$. При зростанні частоти

спостерігається зменшення динамічних напружень. Це пояснюється відбиттям хвиль від границі отвору та їх накладанням, що і послаблює динамічний ефект у пластинці.

Дослідимо ефект взаємовпливу отворів при усталених коливаннях, визначивши динамічну концентрацію напружень у пластинці, що послаблена системою двох отворів радіусу a . На рис. 3. наведено результати числового розрахунку для випадку різної відстані між отворами: крива 1 відповідає випадку $\delta = 3a$, крива 2 — $\delta = 4a$, крива 3 — $\delta = 6a$. Обчислення здійснені для 120 вузлових точок і значенні коефіцієнта Пуассона $\nu=0,25$. Аналогічно о попереднього, граничні умови задамо у вигляді [2]:

$$\sigma_n^{(k)} \Big|_{\Gamma} = -P \cos^2 \phi e^{i\omega\tau}, \quad \tau_{sn}^{(k)} \Big|_{\Gamma} = 0, \quad k = \overline{1, K}.$$

З рис. 3 видно, що графіки залежності динамічної концентрації напружень від частоти прикладеного навантаження мають складний коливний характер.

За статичних навантажень максимальні напруження на границі отворів зменшуються при збільшенні відстані між отворами.

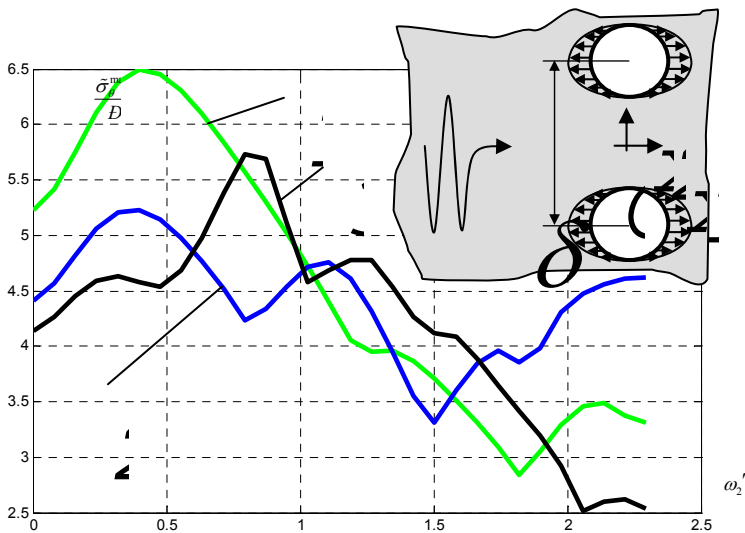


Рис.3. Динамічна концентрація напружень у пластинці з системою отворів

При зростанні частоти прикладеного навантаження максимальні динамічні напруження зростають: так для випадку $\delta = 3a$ вони перевищують статичні у 1,24 рази, а для випадку $\delta = 6a$ — у 1,38 раз.

Ефект відбиттям хвиль від границь отворів та їх накладанням істотно впливає на динамічний напружений стан пластинчастих елементів конструкцій вентилязованих фасадів.

Висновки. Як видно із рисунків, за динамічних навантажень напруження істотно залежать від частоти прикладених зусиль. При цьому в пластинчастих елементах з системою отворів динамічна концентрація напружень має більш складний, що пояснюється відбиванням хвиль від точок границі та їх накладанням. Тому при проектуванні та монтажі вентилязованих фасадів слід ретельно враховувати динамічний вплив навантаження.

1. Гузь А.Н., Кубенко В.Д., Черевко М.А. Дифракция упругих волн.— К.: Наук. думка, 1978. — 308 с.
2. Савин Н.Г. Распределение напряжений около отверстий. — К.: Наукова думка, 1968. — 888 с.
3. Бреббия К., Уокер С. Применение метода граничных элементов в технике. Пер. с англ. / Под. ред. Григолоука Э.И. — М.: Мир, 1982. — 248 с.
4. О.А. Мікуліч Концентрація напружень у пластинці з двома отворами від дії осцилюючого тиску // Методи розв'язування прикладних задач механіки деформівного твердого тіла.— Дніпропетровськ, 2008, Вип. 9. — С. 138-148.
5. Божидарнік В.В., Сулим Г.Т. Елементи теорії пружності. — Л.: Світ, 1994. — 560с.
6. Градштейн И.С., Рыжик И.М. Таблицы интегралов, сумм, рядов и произведений. — М., 1971. — 428с.
7. Саврук М.П. Двумерные задачи упругости для тел с трещинами. К.: Наук. думка, 1982. — 324 с.

**ПРОБЛЕМИ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ЖИТЛОВОЮ ПЛОЩЕЮ
НАСЕЛЕННЯ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ БУДИНКІВ**

**SOFTWARE PROBLEMS OF POPULATION LIVING AREA OF
BUILDING DESIGN**

Парфентьєва І.О., к.т.н., доцент (Луцький НТУ), Михальчук Т.Г. (ст. гр. МБГм-51, Луцький НТУ), Шафранська О.З. аспірант, (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Parfentieva I. O. candidate of technical sciences (Lutsk National Technical University, Lutsk), Mykhalchuk T.G. (st. gr. UCEm-51, Lutsk National Technical University, Lutsk), Shafranska O.Z. postgraduate (Lutsk National Technical University, Lutsk)

У статті розглянуто розрахунок житлової площі при проектуванні, проблему забезпечення житловою площею населення; наведено приклад проектування житлової квартири з комфортними параметрами.

Normal maintenance of the population living space is not accurate and scientifically sound. When designing apartment buildings are not taken into account all criteria such as growth of the family, occupation of family members, comfort for people with disabilities. The article considers the existing rules for designing of residential apartments and comfortable accommodation in these apartments. The state of the housing market in Lutsk. The example design of residential apartments with comfortable and calculation parameters gaming areas and ancillary areas near the apartment building.

Ключові слова: житлова площа, розрахунок житлової площі, проектування, комфорт, квартира.

Keywords: dwelling place, the calculation of dwelling place, designing comfort, flat.

На сьогоднішній час норма забезпечення населення житловою площею не є чіткою та науково обґрунтованою. При проектуванні багатоквартирних будинків не враховуються всі критерії як

наприклад зростання сім'ї, вид заняття членів сім'ї, комфортність для людей з особливими потребами.

Метою даної статті є дослідження чинних норм проектування житлових квартир, комфортність проживання, ринку житлової нерухомості у місті Луцьк.

Відповідно до діючих державних будівельних норм (ДБН В.2.2-15-2005 «Житлові будинки. Основні положення») площа загальної кімнати в однокімнатній квартирі повинна бути не меншою 15 м^2 , в інших квартирах \square не менше 17 м^2 . Мінімальна площа спальні на одну особу \square 10 м^2 , на дві \square 14 м^2 . Мінімальна площа кухні в однокімнатній квартирі \square 7 м^2 , у дво- та більше кімнатних \square 8 м^2 . Мінімальна площа робочої кімнати або кабінету \square 10 м^2 . Ширина підсобних приміщень квартир повинна бути не менше: кухні \square $1,8 \text{ м}$; передпокою \square $1,5 \text{ м}$; коридорів, що ведуть до житлових кімнат, \square $1,1 \text{ м}$. З метою економії ресурсів забудовники створюють такі будинки, квартири в яких задовольняють лише ці норми.

Відповідно до ст. 47 Житлового Кодексу України житлова площа повинна забезпечуватися з розрахунку $13,56$ квадратних метрів на одного члена сім'ї. При виділенні житлової площі на кожного члена сім'ї враховується не менше ніж 9 м^2 житлової площі, що суперечить нормі з ДБН «Житлові будинки. Основні положення», де мінімальна площа однієї житлової кімнати на одну особу 8 м^2 . Також при виділенні житлової площі не враховується те, що сім'я з часом зростає, і, як наслідок, площа на одного члена сім'ї зменшується.

Таким чином комфортність квартири знижується. Разом з тим, члени сім'ї різної статі старше 9-ти років (крім подружжя) повинні проживати в окремих кімнатах.

Згідно вищевказаного кодексу житлове приміщення повинне надаватися і з більшою площею у разі коли воно має одну кімнату (квартиру з однією кімнатою) або видається особам різної статі, що не передбачає ДБН. Також більша житлова площа передбачається окремим категоріям громадян, наприклад, що займаються науковою роботою і мають певні наукові ступені, хворим на хронічні захворювання тощо.

На даний час на ринку нерухомості міста Луцька великий вибір житлових квартир за різними ціновими категоріями. Усі забудовники пропонують так звані «комфортні» квартири. Та при

розрахунку відповідно до Житлового Кодексу України та санітарно-гігієнічних норм у таких квартирах можуть проживати сім'ї, що в середньому складаються з двох □ трьох осіб.

Наприклад, у житловому будинку «ForRest» площа житлових кімнат 20,35 м² та 24,20 м² (разом з закритою лоджією). Тобто, кількість жителів, що можуть проживати тут відповідно нормам

$$N = \frac{S_{ж}}{13,56} = \frac{(20,35 + 24,20)}{13,56} \approx 3.0$$

Квартири з більшою площею у даному будинку не запроєктовані.

У ЖК «Яровиця» (ціни на житло тут одні з найдорожчих у місті) пропонуються 1-, 2-, 3- та 4-кімнатні квартири. Але при розрахунку площі на одного члена сім'ї тут також можуть проживати невеликі сім'ї, крім 4-кімнатних квартир. Така тенденція спостерігається у більшості житлових будинках. Таким чином, у місті Луцьк не передбачається житло для багатодітних сімей.

При дослідженні ринку нерухомості міста Луцьк було виявлено, що забудовники майже не передбачають квартири на перших поверхах, що є незручно для людей з особливими потребами.

Також для комфортного пересування людей з особливими потребами мінімальна ширина холу/коридору в середині квартири, що передбачаються ДБН, повинна бути не менше 1,5 м², що не забезпечують забудовники з метою економії.

Разом з вищевказаними проблемами було виявлено, що через обмеження прилеглої території біля новобудов, належним чином не розраховано площі паркувальних майданчиків, дитячих та спортивних майданчиків та ін.

Всі вищевказані проблеми ми врахували при розробці житлових квартир в проєкті «Реконструкція території Центрального ринку у м. Луцьк».

У житлових квартирах (рис. 1.) ми передбачили 3 кімнати, одна з яких загальна, дві – житлові. Усі кімнати перевищують площу 15 м², що дасть можливість використовувати їх житлові кімнати для двох членів сім'ї. Кімнату з площею 19,20 м² можна використовувати як дитячу для сім'ї з трьома дітьми.

Запроєктована ширина холу квартири 1,6 м, що є комфортним і для пересування людей з особливими потребами. Також

передбачено комфортну кухню (12,43 м²) та два санвузли (суміщений та окремий з умивальником).

Вікна квартири виходять на дві сторони, тому буде забезпечуватися необхідна інсоляція та аерація приміщень. Балкони передбачено відкритими для евакуації при надзвичайних ситуаціях.

Загальна площа такої квартири становить 90,11 м². Тому вона буде комфортною для великої сім'ї, та сім'ї, члени якої мають особливі потреби або хронічні хвороби.

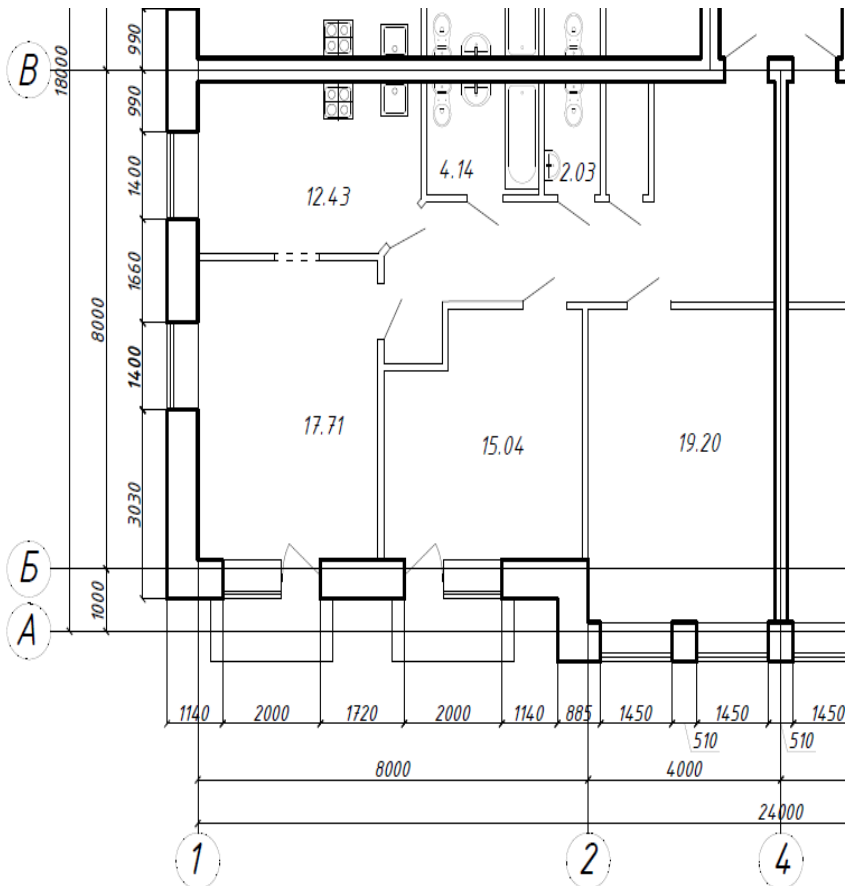


Рис.1. Проект трикімнатної квартири.

У проекті «Реконструкція території Центрального ринку в м. Луцьк» ми розробили 3 житлових будинки з вбудованими приміщеннями. Загальна кількість передбачених квартир \square 12, загальна площа яких становить 1913 м². Враховуючи санітарно-гігієнічні норми, максимальна чисельність осіб, що можуть проживати в запроектованих будинках, становить 150 осіб.

Прибудинкова територія житлової групи, що складається з трьох будинків, відповідно до державних будівельних норм (ДБН 390-92**) повинна включати:

- територію під житловими будинками та іншими спорудами (включаючи площу вимощення);
- проїзди та тротуари;
- озеленені території;
- ігрові майданчики для дітей дошкільного та молодшого шкільного віку;
- майданчики для відпочинку дорослого населення;
- майданчики для занять фізкультурою;
- майданчики для господарських цілей;
- майданчики для стоянок автомашин.

Таблиця 1

Розрахунок площі майданчиків для житлової групи

Майданчики	Питома площа майданчиків, м ² /осіб	Загальна площа майданчиків, м ²
Ігрові для дітей	0,7	105
Для відпочику дорослого населення	0,1	15
Для занять фізкультурою	0,2	30
Для господарських цілей	0,3	45
Для вигулу собак	0,3	45

Кількість місць на стоянках тимчасового зберігання автомобілів біля житлових будинків:

$$N_{cm} = \frac{N_{авт} \times a_1}{100} = \frac{23 \times 50}{100} \approx 12 \text{ місць,}$$

де $N_{авт}$ – розрахункова кількість автомобілів у жителів кварталу, визначаємо за формулою:

$$N_{авт} = \frac{N \times n_{авт}}{1000} = \frac{150 \times 150}{1000} \approx 13 \text{ авт.,}$$

де $n_{авт}$ □ розрахункового кількість автомобілів на 1000 жителів кварталу, за ДБН 360-92** складає 150 □ 180 авт. Приймаємо $n_{авт} = 150$ автомобілів.

a_1 – відсоток місць на стоянках тимчасового зберігання автомобілів від розрахункової кількості автомобілів жителів району, становить 50 %.

Отже, на сьогодні норма забезпечення населення житловою площею не є чіткою та науково обґрунтованою. У квартирах, що на даний час пропонують забудовники, низька комфортність проживання.

1. ДБН В.2.2-15-2005 «Житлові будинки. Основні положення», К.: Мінрегіонбуд України, 2006.
2. Житловий Кодекс України, К.: ВРУ, 2005.
3. Енциклопедія новобудов. □ [Електронний ресурс] □ Режим доступу: <http://novobudovy.com/novobudovy/novobudovy-lutska>.
4. ДНБ 360-92**. «Містобудування. Планування та забудова міських та сільських поселень» [Електронний ресурс] □ Режим доступу: <http://www.uazakon.com/>.
5. Абелешов В. І. Техніка експлуатації житлових будівель, готелів і туристичних комплексів: Навчальний посібник / В. І. Абелешов; Харк. нац. акад. міськ. госп-ва. Х.: ХНАМГ, 2012. – 261 с.

АЛГОРИТМ РОЗВ'ЯЗКУ ЗАДАЧ МІЦНОСТІ ТА СТІЙКОСТІ ОБОЛОНОК ОБЕРТАННЯ МЕТОДОМ СІТОК

THE ALGORITHM FOR CALCULATING PROBLEMS OF STRENGTH AND STABILITY SHELLS OF ROTATION BY THE METHOD OF NETS

Пасічник Р.В., к.т.н., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк), Ужegov С.О., аспірант (Луцький НТУ, м. Луцьк), Пасічник О.С., к. арх., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Pasichnyk R.V., Ph.D., senior lecturer (Lutsk National Technical University, Lutsk), Uzhehov S.O., postgraduate (Lutsk National Technical University, Lutsk), Pasichnyk R.V., Ph.D., senior lecturer (Lutsk National Technical University, Lutsk)

У статті описано алгоритм розв'язку задач міцності та стійкості оболонок обертання методом сіток. Розглянуто особливості при визначенні граничних умов.

This article describes an algorithm for calculating problems of strength and stability shells of rotation by the method of nets. The features in determining the boundary conditions. The program of calculation of shells is created by a finite-difference method. In this article presented possible cases of mutual placement of the limit area and written equation, that describes this cases allow to avoid setting of conflicting conditions for points, that lays in the field, which is mutual for both areas.

Ключові слова: алгоритм, скінченно-різницевий метод, стійкість, міцність, Оболонки обертання.

Keywords: algorithm, finite-difference method, stability, strength, shells of rotation.

Деформації гіперболічних оболонок обертання, за заданих геометричних параметрів, параметрів матеріалу та зовнішніх навантажень, описується системою трьох лінійних диференціальних рівнянь у часткових похідних. Найбільш поширеним методом

розв'язку такого типу задач є метод скінченних різниць. Узагальнений алгоритм розв'язку задачі цим методом показаний на рис. 1.

Особливістю розглядуваної задачі, з погляду розв'язку на ЕОМ, є те, що граничні умови, характер зовнішніх навантажень та параметри сітки (кількість вузлів) наперед не задані і можуть змінюватися. Другою особливістю цієї задачі є те, що на відміну від класичного методу скінченних різниць необхідно розв'язувати не одне диференційне рівняння, а систему таких рівнянь. Вказані особливості приводять до необхідності розробки оригінальних структур даних у цій задачі та оригінальних алгоритмів для блоку вводу початкових даних та блоку формування системи лінійних рівнянь. Виходячи з вказаних особливостей задачі та можливостей сучасних персональних ЕОМ, для її реалізації вибрано мову програмування "Delphi", і при розробці структур даних, алгоритмів роботи, інтерфейсу користувача виходили з можливостей цієї мови програмування.

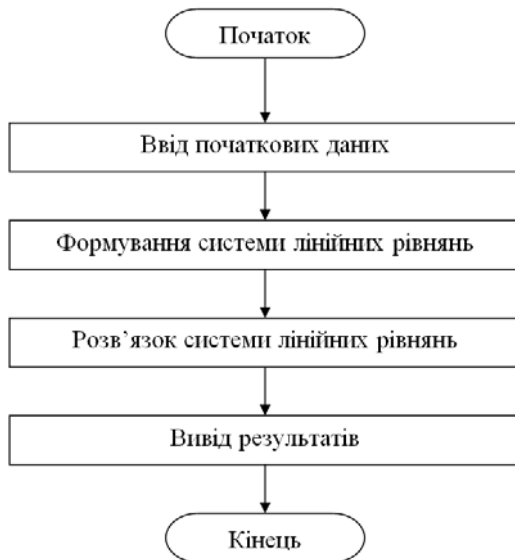


Рис 1. Узагальнена блок-схема алгоритму розв'язку системи диференційних рівнянь методом скінченних різниць.

Особливості при визначенні граничних умов.

При визначенні граничних умов перше, що необхідно враховувати, є те, що ми маємо справу із замкненою оболонкою. І при задаванні значень величин кутів φ_{max} та φ_{min} необхідно враховувати залежність:

$$\varphi_{max} - \varphi_{min} \leq 2\pi.$$

У крайньому випадку, тобто коли $\varphi_{max} - \varphi_{min} = 2\pi$ (умова замкнутості контуру), точки розміщені на межі φ_{min} фізично співпадуть з точками на межі φ_{max} . У цьому випадку граничні умови, задані по межі φ_{min} , повинні співпадати з граничними умовами, заданими по межі φ_{max} . Інакше задача втрачає фізичний зміст, оскільки одні і ті ж параметри в одній і тій же точці простору не можуть одночасно мати різні значення. Аналогічна ситуація спостерігається при визначенні параметрів для точок розміщених за контуром. Крайні з цих точок розміщені на відстані двох кроків сітки $\Delta\varphi$ за межами області, яка задається кутами φ_{min} та φ_{max} . Тобто, якщо:

$$2\pi - (\varphi_{max} - \varphi_{min}) \leq 4\Delta\varphi,$$

де $\Delta\varphi = \frac{\varphi_{max} - \varphi_{min}}{n}$ – крок сітки в радіальному напрямку,

n – кількість інтервалів розбиття сітки в радіальному напрямку.

Області розміщення цих точок будуть фізично перекриватися. Щоб у цьому випадку уникнути задавання суперечливих умов для точок, які лежать в області, спільній для обох меж, необхідно:

1) коректувати один з кутів, які обмежують область, наприклад φ_{max} , таким чином, щоб у спільній області вузлові точки накладалися;

2) при знаходженні числових значень параметрів у вузлах сітки для спільних точок виходити з граничних умов, які задані для однієї з меж області, наприклад для межі φ_{min} , а для другої граничної межі у цих точках граничні умови відкинути;

3) при формуванні коефіцієнтів рівнянь врахувати той факт, що у спільній області, у точках що співпадають, числові значення параметрів повинні бути однакові, незалежно від того, для якої з меж φ_{min} чи φ_{max} складається рівняння.

Вищенаведені міркування дозволяють виділити такі можливі випадки взаємного розміщення меж областей та записати рівняння, які описують ці випадки:

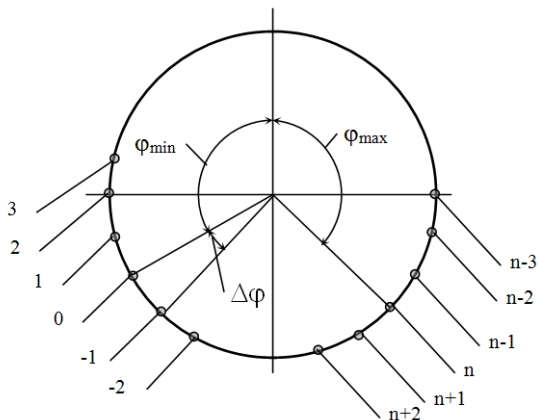


Рис. 2. Области не мають спільних точок (загальний випадок)

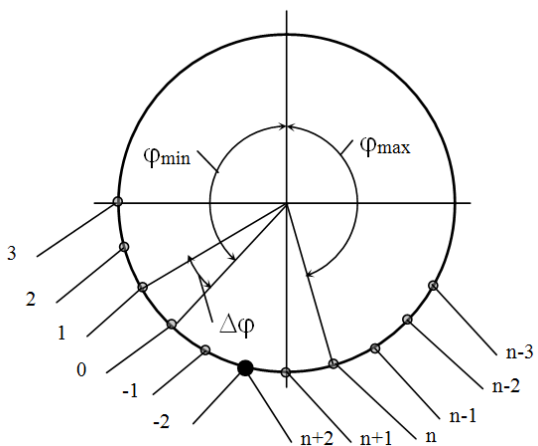


Рис. 3. Области накладаються по одній точці

Рівняння, що описують цей випадок:

$$\Delta\varphi = \frac{2\pi}{n+4};$$

$$\varphi_{\max} = \varphi_{\min} + \Delta\varphi \cdot n; W_{i,n+2} = W_{i,-2}$$

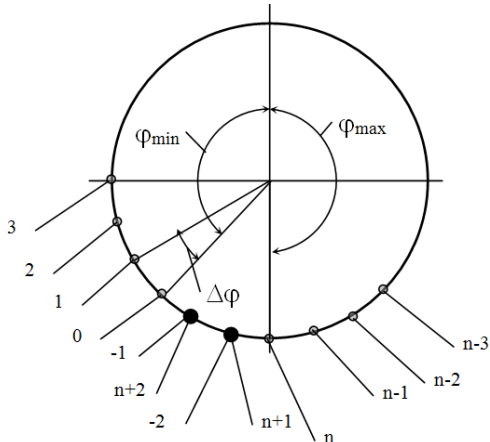


Рис. 4. Области накладаються по двох точках

Рівняння, що описують цей випадок:

$$\Delta\varphi = \frac{2\pi}{n+3};$$

$$\varphi_{\max} = \varphi_{\min} + \Delta\varphi \cdot n; W_{i,n+2} = W_{i,-1}$$

$$W_{i,n-1} = W_{i,-2}$$

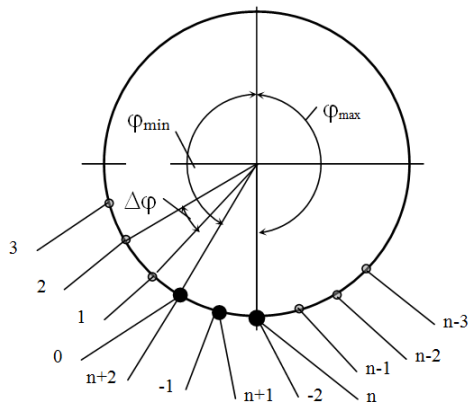


Рис. 5. Области накладаються по трьох точках

Рівняння, що описують цей випадок:

$$\Delta\varphi = \frac{2\pi}{n+2};$$

$$\begin{aligned} \varphi_{\max} &= \varphi_{\min} + \Delta\varphi \cdot n; \\ W_{i,n+2} &= W_{i,0}; \quad W_{i,n-1} = W_{i,-1}; \\ W_{i,n} &= W_{i,-2} \end{aligned}$$

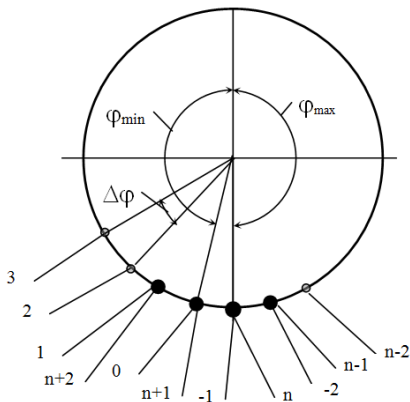


Рис. 6. Области накладаються по чотирьох точках

Рівняння, що описують цей випадок:

$$\begin{aligned} \Delta\varphi &= \frac{2\pi}{n+1}; \quad \varphi_{\max} = \varphi_{\min} + \Delta\varphi \cdot n; \\ W_{i,n+2} &= W_{i,1}; \quad W_{i,n+1} = W_{i,0}; \\ W_{i,n} &= W_{i,-1}; \quad W_{i,n-1} = W_{i,-2} \end{aligned}$$

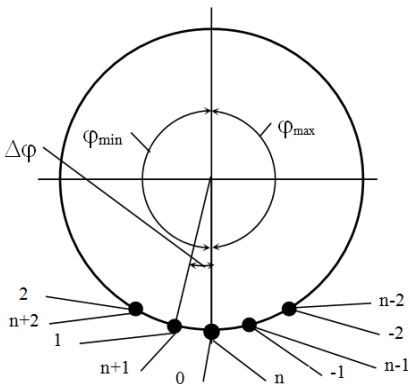


Рис. 7. Области накладаються по п'яти точках

Рівняння, що описують цей випадок:

$$\Delta\varphi = \frac{2\pi}{n}$$

$$\varphi_{\max} = \varphi_{\min} + \Delta\varphi \cdot n$$

$$W_{i,n+2} = W_{i,2}; \quad W_{i,n+1} = W_{i,1}$$

$$W_{i,n} = W_{i,0}; \quad V_{i,n} = V_{i,0}; \quad U_{i,n} = U_{i,0}$$

$$W_{i,n-1} = W_{i,-1}; \quad W_{i,n-2} = W_{i,-2}$$

Розглянувши наведені випадки, можна вивести такі залежності: якщо виконується умова:

$$2\pi - (\varphi_{\max} - \varphi_{\min}) \leq 4\Delta\varphi,$$

то кількість вузлів сітки, які перекриваються (з точністю до цілих):

$$N \approx 5 - \frac{2\pi - (\varphi_{\max} - \varphi_{\min})}{\Delta\varphi} = 5 - \frac{2\pi - (\varphi_{\max} - \varphi_{\min})}{\varphi_{\max} - \varphi_{\min}} n$$

Для отриманого N_u необхідно скорегувати $\Delta\varphi$ та φ_{\max} :

$$\Delta\varphi = \frac{2\pi}{n + 5 - N_u}$$

$$\varphi_{\max} = \varphi_{\min} + \Delta\varphi \cdot n$$

Отже, виділені можливі випадки взаємного розміщення меж областей та записані рівняння, що описують ці випадки дозволяють уникнути задавання суперечливих умов для точок, які лежать в області, спільній для обох меж.

1. Пасічник Р.В. Порівняльний розрахунок ротонди на стійкість методом скінченних елементів та методом криволінійних сіток / Р. Пасічник // Містобудування та територіальне планування: Науково-техн. збірник – Київ, 2009. – Вип. 33. – С. 304 – 309.

2. Пасічник Р.В. Застосування методу криволінійних сіток для розрахунку ротонди на стійкість в залежності від жорсткості з'єднувальних елементів / Р. Пасічник // Ресурсоєкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне, 2009 – Вип. 19. – С. 283 – 290.

**МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕННЯ АЕРОДИНАМІЧНИХ
ХАРАКТЕРИСТИК КОНСТРУКЦІЙ ЗА ДОПОМОГОЮ
КОМП'ЮТЕРНОГО МОДЕЛЮВАННЯ**

**RESEARCH METHODOLOGY AERODYNAMIC
CHARACTERISTICS OF STRUCTURES USING COMPUTER
SIMULATION**

Пахолук О.А. к.т.н., доц., Ящинський А.Л. аспірант (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Pakholiuk O.A. candidate of technical science, associate professor, Yashynskyu A.L. graduate student (Lutsknational technical university, Lutsk)

У статті описано моделювання повітряних потоків з допомогою програмного комплексу Xflow. Для отримання коректних результатів дослідження необхідно правильно задати вихідні параметри у трьох основних категоріях: середовище, матеріали, геометрія.

The article deal with virtual modeling wind tunnel to simulate model and set inlet turbulence intensity and analytical expressions to describe the input profile wind. Consideration of the wind on the design of buildings is one of the important aspects of the calculation. It should be noted that the calculation for resistance to wind influences taken into account the impact on the flow and other buildings. Rounding flow turbulence created structures affect buildings nearby. Simulation environment XFlow allows to determine wind loads on buildings, bridges, and others tructures, analyze the flow of air around them. To obtain correct results of the research should correctly set output parameters in three main categories: environment, materials, geometry.

Ключові слова: комп'ютерне моделювання, конструкції, аеродинаміка.

Keywords: computer modeling, design, constructions, aerodynamics.

Врахування впливу вітру на конструкції будівель є одним із важливих аспектів розрахунку. Слід зауважити, що при розрахунку на стійкість вітровим впливам враховується також вплив потоку і на інші будівлі. При огинанні потоком конструкцій створюються завихрення, які впливають на будівлі, розташовані поблизу. Дослідження об'єктів за допомогою комп'ютерного моделювання має наступні переваги:

1. Зменшення кількості «натурних» випробувань, шляхом їх заміни чисельними (віртуальними) експериментами.

2. Скорочення термінів «доведення» експериментальних зразків (прототипів) до «робочого» стану.

3. Виявлення конструктивних недоробок/недоліків на ранніх етапах проектування.

Нами заплановано дослідження моделі у спеціалізованому програмному комплексі Xflow 2014.

Модуль віртуальної аеродинамічної труби програми дозволяє моделювати повно вимірні моделі і встановити на вході інтенсивність турбулентності і аналітичні вирази для опису вхідного профілю вітру. Моделювання в середовищі XFlow дозволяє визначати вітрові навантаження на будівлі, мости та інші будівельні конструкції, аналізувати потік повітря навколо них.

Для отримання коректних результатів дослідження необхідно коректно задати вихідні параметри у трьох основних категоріях: середовище, матеріали, геометрія.

Параметри середовища.

Двигун (Engine).

У цьому пункті вибирають режим дослідження (2D, 3D), одиницю багатозонний режим, зовнішній чи внутрішній рух потоку.

Модель турбулентності (Turbulence model)

За замовчуванням програма вибирає модель Wall-Adapting Local Eddy. Така модель володіє хорошими властивостями як поблизу, так і далеко від досліджуваного перерізу. Вона дійсна для ламінарних та турбулентних течій. Ця модель відтворює асимптотичну поведінку турбулентного прикордонного шару. Це не додає штучної турбулентної в'язкості в поперечних перерізах середовища.

Модель Смагоринського (Smagorinsky) та його динамічна модель описується одноіменним коефіцієнтом. Коефіцієнт відображає структуру середовища.



Рис. 1. Вид меню моделі турбулентності

Область досліджень (Domainstyle).

Типовою прямокутною областю виступає правильна тетрагональна призма, визначена його положенням і розмірами, кожен з яких може бути визначеним користувачем.

Для вивчення аеродинаміки моно фазного потоку навколо тіла (однофазний зовнішній), користувач повинен визначити геометрію тіла і зовнішній межі області (домену) потоку. Для цього, користувач має наступні параметри:

- Віртуальна аеродинамічна труба
- Типова прямокутна область



Рис. 2. Вид меню домену

Аеродинамічна труба (virtual wind tunnel) полегшує моделювання потоку. Вона враховує граничні стани для виконання точнішого аналізу аеродинаміки. За замовчуванням профіль потоку приводиться у відповідність з віссю X.

Аеродинамічна труба (virtual wind tunnel)

У цьому пункті задають позицію досліджуваного тіла, розміри труби, наявність «грунтової стіни», швидкість і напрям вхідного повітряного потоку.

Параметр "Грунтова стіна" (Groundwall) бере до уваги ефект несприятливих і сприятливих градієнтів тиску для моделювання прикордонного шару. При вимкненому параметрі потік поширюється рівномірно по всій площині труби.

При увімкненому параметрі поверхня визначається як така, що не має швидкості по перпендикуляру до площини. Тобто потік не поширюється біля поверхні.

Розглянемо типи цього параметру:

- автоматичний (automatic) - встановлюється модель поверхні при якій шорсткість дорівнює нулю.

- вимкнений (off) - він встановлює швидкість рідин і газів на нуль на кордоні з поверхнею.

- покращена функція (enhanced wall-function) - параметр не приймає в розрахунок градієнт тиску.

- посилена неврівноважена функція (non-equilibrium enhanced wall-function) - параметр бере до уваги градієнт тиску. Таке задання притаманне ситуаціям коли необхідно оцінити високі аеродинамічні сили. В цьому випадку шорсткість, також, дорівнює нулю.

- вільне ковзання (free-slip) - цей параметр встановлює напругу зсуву стінки до нуля. Потік відбивається симетрично поверхні.

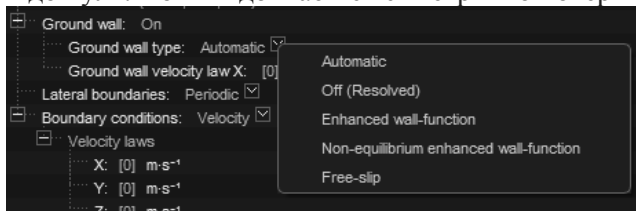


Рис. 3. Вид меню "Грунтова стіна"

Закони швидкості (Velocity laws)

Швидкість вітру (у м/с) задається відповідно до вимог дослідження по осях X та Y.

Параметри матеріалу

У цьому пункті задають молекулярну масу середовища, значення щільності, температуру, модель в'язкості та динамічну в'язкість.

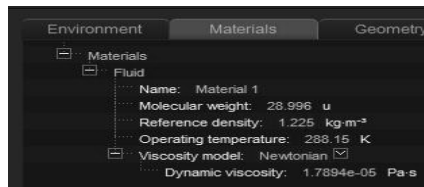


Рис. 4. Вид меню "Матеріали"

Молекулярна маса повітря (Molecular weight):

Молекулярна маса є умовною величиною та відноситься до типів однорідного газу, у якого число молекул та загальна маса рівні числу молекул та масі суміші газів. Середня молярна маса

повітря розраховується відповідно до газового складу. Застосовуючи формулу для визначення середньої молекулярної маси отримуємо приблизне значення $M=29$ г/моль.

Густина (reference density). Це рекомендована густина потоку, що використовується в моделюванні. Користувач може змінити значення, встановлення за замовчуванням:

- для газів (тобто «одна фаза») - $1,205 \text{ кг/м}^3$ (густина повітря);
- для рідин (тобто «вільна поверхня») - $998,3 \text{ кг/м}^3$ (густина води).

Робоча температура (operatingtemperature) корисна для обчислення швидкості звуку через закон ідеального газу для однофазного аналізу. Користувач може змінити значення, яке за замовчуванням $288,15 \text{ K}$ (15°C).

Модель в'язкості(viscosity model). XFlow пропонує декілька варіантів для моделювання динамічної в'язкості потоку. Основна класифікація цих моделей розглядає поведінку потоку:

- ньютонівська рідина;
- неньютонівська рідина.

Ньютонівська рідина(рідина, така як вода і більшість газів, що має сталі значення динамічної в'язкості) – модель рідини, що являє собою суцільне рідке тіло, для якого дотичні напруження внутрішньоготертя, спричиненого відносним проковзуванням (зсувом) шарів рідини прямо пропорційні першому степеню градієнта швидкості у напрямі, перпендикулярному до напрямку проковзування.

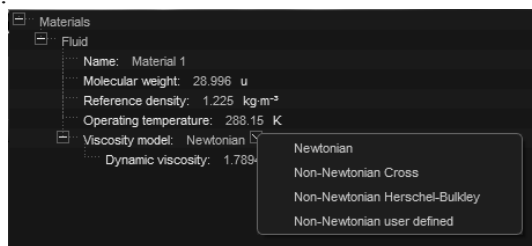


Рис. 5. Вид меню моделі в`язкості

Вхідні умови(Inlet)

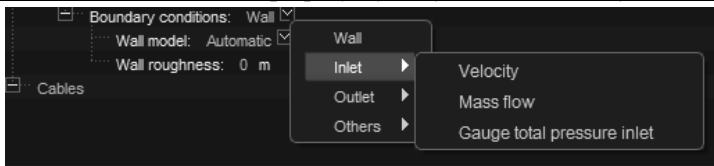


Рис. 7. Вид меню вхідних граничних умов

Швидкість (Velocity). Ця гранична умова використовується для накладання швидкісного закону на поверхні.

Масова витрата (Massflow). Ця гранична умова використовується для призначення масової витрати на вході, наданих законом масової витрати. Немає необхідності у використанні входу масового потоку в нестисливій рідині, тому що, коли щільність постійна, швидкість на вході при граничній умові визначається за показником масової витрати.

Вимірювач повного тиску на вході (gauge total pressure inlet). Ця гранична умова використовується для визначення закону надлишкового тиску у вхідному потоці.

Вихідні умови (Outlet)

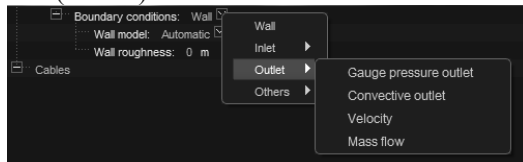


Рис. 8. Вид меню вихідних граничних умов

Вихід надлишкового тиску (gauge pressure outlet). Ця гранична умова використовується для визначення статичного тиску в точках потоку. Усі інші величини потоку екстраполюються з внутрішньої області. Ця межа має наступні пункти:

- закон надлишкового тиску (Gauge pressure law) - визначає значення надлишкового тиску на виході.
- зворотний потік (Allow backflow) - ON / OFF. Коли увімкнений, рідина може текти назад через вихідний кордон в домені. Якщо встановлено значення вимкнений, зворотного не допускається, і це змушує рідину вийти з домена.
- характерний час релаксації (Characteristic relaxation time) -цей параметр дозволяє звести до мінімуму віддзеркалення хвиль тиску на вихідному кордоні. Параметр використовується для обчислення

коефіцієнта змішування (коефіцієнта загасання) між граничною умовою чистого тиску (коефіцієнт загасання = 0) і чистої конвекції (коефіцієнт загасання = 1).

Конвективний вихід (Convective outlet). У цьому граничній умові такі як статичний тиск і швидкість на виході екстраполюється з внутрішньої області.

- Дозволити зворотний потік (Allow back flow) може бути увімкненим та вимкненим. Коли параметр увімкнений допускається що рідина може текти назад в домен з вихідного кордону.

Швидкість (velocity). Ця гранична умова використовується для накладання швидкісного закону на виході.

Масова витрата (massflow). Ця гранична умова використовується в стисливіх потоках і призначена для масової витрати на виході.



Рис. 9. Вид меню інших граничних умов

Інше (others)

Вентильована модель (fan model). Ця гранична умова дозволяє встановлювати закон, що визначає статичний перепад тисків у напрямку нормалі до поверхні в залежності від просторових координат і часу.

Пористий стрибок (Porous jump). Пориста умова переходу кордону є спрощеною моделлю пористості і може бути використана для моделювання тонких оболонок з відомими властивостями перепаду тиску.

Параметри, що визначають граничну умову:

- Пористість (porosity type): пористість може бути визначена як анізотропна або ізотропна:

Анізотропна (Anisotropic)

- коефіцієнт проникності (permeability coefficient) (вектор відноситься до пористості основних напрямків);

- коефіцієнт Ергюна (Ergun coefficient)- (вектор) відноситься до пористості основних напрямків. Третій напрям бази береться по нормалі до площини, яка визначається напрямом 1 (Direction 1) і напрямом 2 (Direction 2).

Ізотропна (Isotropic)

- коефіцієнт проникності (permeability coefficient)- (скаляр) експериментальний коефіцієнт пропорційності в лінійному законі фільтрації Дарсі, за одиницю якого приймається коефіцієнт проникності такого пористого середовища, при фільтрації через зразок якого площею фільтрації 1 м^2 , довжиною 1 м і за перепаду тиску 1 Па витрата рідини з динамічним коефіцієнтом в'язкості $1 \text{ Па}\cdot\text{с}$ становить $1 \text{ м}^3/\text{с}$.

Періодичність (periodicity). Періодичні граничні умови накладаються на дві зв'язані поверхні або групи поверхонь, визначаючи періодичність між ними. Ця гранична умова може бути застосовувана для моделювання нескінченної системи, або якщо періодичності відбуваються в системі.

Ми бачимо, що до початку моделювання потрібно задати значну кількість параметрів та величин, що глибоко характеризують досліджуваний об'єкт, його фізико-механічні властивості, геометричні параметри, положення у просторі, а також характеристики середовища, в якому перебуватиме об'єкт під час експерименту. Ретельний підхід до цієї підготовчої стадії експерименту дасть можливість отримати достовірні результати, тому глибше ознайомлення з теорією процесів є необхідною передумовою підготовки до моделювання.

1. Next Limit Technologies SL., 2012. 51 p. Validation Guide for XFlow 2012 (Build 87).

2. Next Limit Technologies SL., 2014. 150 p. XFlow 2014 User Guide (Build92).

**ПРО ДОЦІЛЬНІСТЬ РЕГУЛЮВАННЯ ВОДНО-ТЕПЛОВОГО
РЕЖИМУ ҐРУНТІВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА**

**FEASIBILITY OF REGULATION WATER AND HEAT REGIME
OF SOILS SUBGRADE**

**Процюк В.О., асистент (Луцький НТУ, Луцьк), Бондар А. П,
магістр (Луцький НТУ, Луцьк)**

**Protsuik V.O., assistant (Lutsk National Technical University, Lutsk),
Bondar A. P., past master (Lutsk National Technical University, Lutsk)**

У статті проаналізовано негативні фактори, які впливають на експлуатаційні характеристики дорожнього одягу, встановлено негативний вплив вологості ґрунтів земляного полотна на міцність конструкції дорожнього одягу.

The article analyzes the negative factors that affect the performance of pavement, found a negative effect of soil moisture for subgrade pavement structural strength. Calculations pavements of capital structures and transitional types. The calculations are made as underlying layers of sandy and loamy soils with different humidity. The calculations are made according ВБН В.2.3-218-186-2004. The calculations graphs which traced the impact of humidity for the subgrade overall structural strength of pavement.

Ключові слова: земляне полотно, дорожній одяг, модуль пружності, вологість ґрунту.

Keywords: subgrade, pavement, elastic modulus, soil moisture.

Протягом терміну експлуатації дорожній одяг постійно піддається руйнівному впливу від природно-кліматичних факторів і від вертикального і горизонтального навантаження викликаного транспортним рухом.

Найбільший вплив, серед всіх негативних факторів, на міцністі і деформаційні властивості земляного полотна зокрема і дорожнього одягу в цілому здійснює вологість. Збільшення

вологості ґрунтів земляного полотна призводить до зменшення міцності не тільки ґрунту, а й дорожнього одягу [1].

Тому виникає необхідність підвищення стабільності дорожньої конструкції автомобільної дороги протягом року за рахунок спрямованого регулювання її водно-теплого режиму. Щоб забезпечити повний міжремонтний термін служби дорожнього одягу відповідно до нормативних вимог [2] і забезпечити безперебійну роботу конструкції, необхідно запроєктувати і побудувати дорожній одяг так, щоб зменшити вплив на руйнування від водно-теплого режиму земляного полотна. Це можливо досягти завдяки збільшенню товщини шарів основи та земляного полотна, влаштування гідроізоляційних шарів, а також влаштування шарів земляного полотна із коефіцієнтом ущільнення $K_y=1-1,05$ [3].

Для дослідження впливу деформаційних характеристик ґрунтів на загальний модуль пружності конструкції були проведені розрахунки дорожніх конструкцій. Для порівняння результатів дослідження, розрахунки проводилися для капітальних конструкцій дорожнього одягу нежорсткого типу (рис. 1), та перехідних конструкцій нежорсткого типу (рис. 2). В якості підстильного ґрунту земляного полотна приймався супісок піщанистий і суглинок пилуватий.



Рис. 1. Капітальний тип конструкції дорожнього одягу

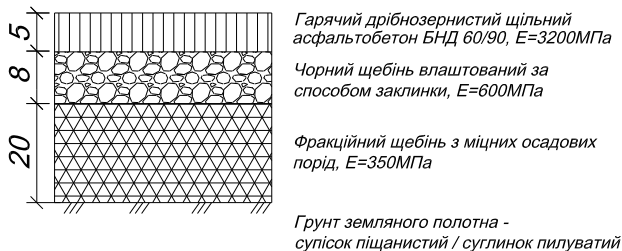


Рис. 2. Перехідний тип конструкції дорожнього одягу

Розрахунок багатошарової конструкції проводили знизу вгору згідно з [4].

Вихідні дані для розрахунку дорожніх одягів наведені у таблиці 1.

Таблиця 1
 Розрахункові характеристики конструкції дорожніх одягів

Тип дорожнього одягу	Категорія дороги, на якій влаштовують покриття	Розрахункове навантаження, кН	Розрахунковий діаметр відбитка колеса, см
Капітальний	I-а, I-б, II	115	34,5
Перехідний	III, IV	100	37,0

Для проведення розрахунків використовувалися значення міцнісних і деформаційних характеристик супіску піщанистого і суглинку пилуватого, які були отримані в результаті лабораторних досліджень ґрунтів [5, 6].

Початковим значенням вологості для супіску задалися 14 %, що відповідає 0,63 W_T від вологості на границі текучості. При такому значенні вологості модуль пружності ($E_{гр}$) супіску становить $E_{гр} = 68$ МПа. Під час обчислення модуля пружності конструкції, значення вологості для супіску збільшували з градацією 2 %. Отже в розрахунках приймали значення вологості для супіску 16 % (що відповідає 0,71 W_T), при якому модуль пружності становить $E_{гр} = 55$ МПа, 18 % (0,80 W_T) – відповідно $E_{гр} = 43$ МПа і 20 % (0,89 W_T) – відповідно $E_{гр} = 36$ МПа.

Для суглинку пилуватого вологість збільшували з градацією 3 %. За початкове значення приймали 20 %, що відповідає 0,60 W_T . За

результатами лабораторних досліджень деформаційних властивостей [5, 6], модуль пружності суглинку становить $E_{гр} = 59$ МПа. Зі збільшенням вологості суглинку на 3 % до 23 % (що становить 0,69 Вт) – відповідно $E_{гр} = 33$ МПа. Для значення вологості 26 % (0,78 Вт) – відповідно $E_{гр} = 15$ МПа.

Значення загального модуля пружності конструкцій, які отримали під час розрахунків для різних тип конструкції дорожнього одягу і при різних значеннях вологості ґрунтів земляного полотна, представленні в таблиці 2 та графічно (рис. 3, рис. 4).

Таблиця 2
Результати розрахунків конструкцій дорожніх одягів

Супісок піщанистий			Суглинок пилуватий		
Значення вологості, % (Вт)	Модуль пружності ґрунту, МПа	Загальний модуль пружності капітального/перехідного типу, МПа	Значення вологості, % (Вт)	Модуль пружності ґрунту, МПа	Загальний модуль пружності капітального/перехідного типу, МПа
14 (0,63)	68	512/237	20 (0,60)	59	498/237
16 (0,71)	55	487/226	23 (0,69)	33	416/171
18 (0,80)	43	474/208	26 (0,78)	15	362/112
20 (0,89)	36	442/176			

При розрахунках конструкції на підстильному ґрунті із суглинку, результати розрахунків більше відрізняються. Вологість ґрунту земляного полотна була збільшена також на 6 % з 0,60 Вт до 0,78 Вт. Для конструкції з капітальним типом модуль пружності зменшується на 136 МПа, з 498 МПа до 362 МПа, що відповідає втраті модуля на 27 %. При цих же значеннях вологості для перехідного типу конструкції модуль пружності знижується з 237 МПа до 112 МПа, тобто конструкція втрачає міцність більш ніж вдвічі.

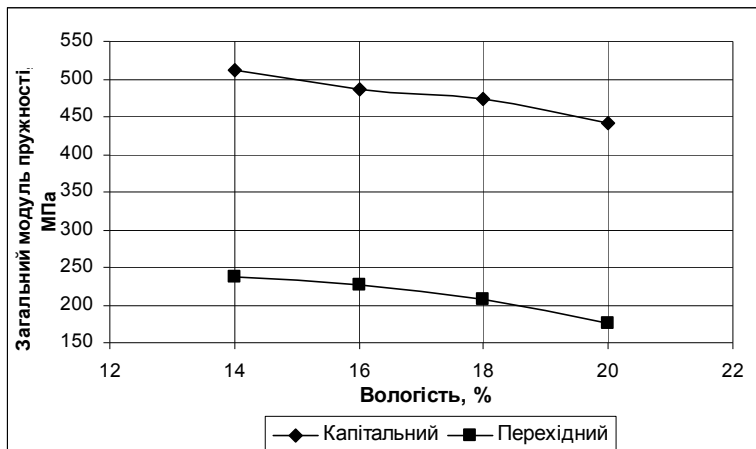


Рис. 3. Змінення загального модуля пружності конструкції на підстильному ґрунті із супіску

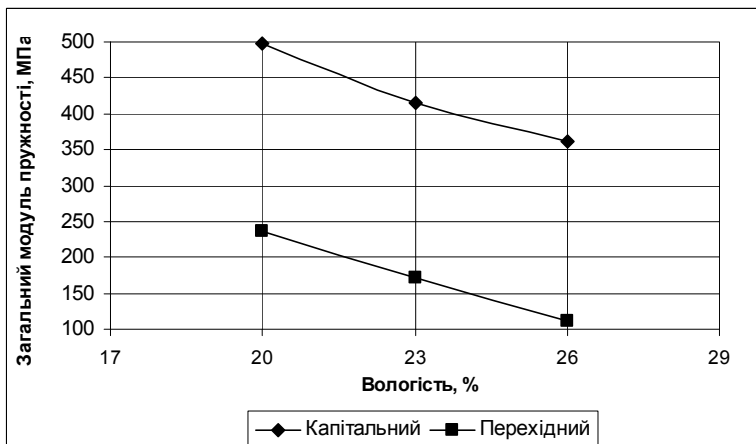


Рис. 4. Змінення загального модуля пружності конструкції на підстильному ґрунті із суглинку

Зміна вологісного режиму земляного полотна, навіть на автомобільних дорогах з водонепроникними покриттями за сприятливих умов зволоження викликає в ґрунті складні фізико-хімічні процеси. Вологість і щільність ґрунтів протягом року

знають істотних змін, які відбиваються на умовах роботи дорожніх одягів та скорочують термін їх служби.

Для забезпечення повного терміну експлуатації дорожнього одягу з потрібним модулем пружності, з економічної сторони, вигідно не допускати надмірне зволоження ґрунтів земляного полотна. Це забезпечується шляхом влаштування дренажних систем, використання в шарах основи гідроізолюючих прошарків, капілярно-перериваючих шарів конструкції, а також застосування переушільнених ґрунтів з коефіцієнтом ущільнення $K_y=1-1,05$.

1. Проектування автомобільних доріг. Підручник. У 2 ч. Ч.1 / [О.А. Білятинський, В.Й. Заворицький, В.П. Старовойда, Я.В. Хом'як]; За ред. О.А. Білятинського, Я.В. Хом'яка. – К. : Вища шк., 1997. – 518 с.

2. Міжремонтні строки експлуатації дорожніх одягів та покриттів на автомобільних дорогах загального користування : ВБН Г.1-218-050-2001 – [Чинний від 2002-01-01]. – К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2001. – 7 с.

3. Сиденко В.М. Технология строительства автомобильных дорог. Часть I. Технология строительства земляного полотна / В.М. Сиденко, О.Т. Батраков, А.И. Леушин. – К.: Вища школа, 1970. – 236 с.

4. Споруди транспорту. Дорожній одяг нежорсткого типу : ВБН В.2.3-218-186-2004 – [Чинний від 2005-01-01]. – К. : Державна служба автомобільних доріг України (Укравтодор), 2004. – 91 с. – (Стандарт Укравтодор).

5. Ряпухін В.М. Дослідження зв'язку між електрофізичними і деформаційними характеристиками ґрунту / В.М. Ряпухін, А.Г. Батракова, В.О. Процюк // Містобудування та територіальне планування: Науково-технічний збірник, вип. 45, К.; КНУБА, 2012. – С.102–107.

6. Процюк В.А. Использование данных, полученных при георадарном обследовании автомобильной дороги, для определения мер по сохранению конструкции дорожных одежд / В.А. Процюк // Научно-теоретический журнал Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. – Белгород : БГТУ им. В.Г. Шухова, 2015. – №1. – С. 27-31.

**ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ВЛАСНИХ
КОЛИВАНЬ БАГАТОШАРОВИХ ПЛАСТИН**

**EXPERIMENTAL STUDIES OF NATURAL OSCILLATIONS OF
MULTILAYERED PLATES**

Рассказов О.О., доктор технічних наук (Національний транспортний університет, Київ, Україна)

Бондарський О.Г., кандидат технічних наук (Луцький національний технічний університет, Луцьк, Україна)

Rasskazov Oleksandr O., Doctor of Science (Engineering) (National Transport University, Kyiv, Ukraine)

Bondarskyi Oleksandr H., Ph.D. in Technical Sciences (Lutsk National Technical University, Lutsk, Ukraine)

В статті наведені результати експериментальних досліджень багатошарових пластин.

Об'єкт дослідження – прямокутні багатошарові пластини які складаються з різної кількості шарів та мають різне їх розміщення.

Мета дослідження – статистичний аналіз характеристик власних частот коливань пластин.

The paper proposes the results of experimental studies of multilayered plates.

Object of the study is rectangular laminated plate consisting of different number of layers and having different placement.

The purpose of the study is a statistical analysis of natural frequencies of oscillations of plates.

For calculations of thin layered structures, which are made of composite materials are used theories that take into account the influence of transverse shear and normal compression layers and orthotropy. To establish the boundaries of application of applied theory there were experimental investigations of the natural oscillations of multilayer plates of different thickness and structure in different variants of resistance conditions. Experimentally obtained values of normal frequencies of oscillations were compared with the results calculated from equations based on versions of the specified theory.

It was decided that this specified version of the theory can be applied for practical calculations of multilayer plates and shells.

The results can be implemented in engineering practice in the design and construction of layered structures.

Expected assumptions about the object development are a search for the optimal structure of multilayer plate package.

Ключові слова: багатошарові пластини, експеримент, теорія, задачі динаміки.

Keywords: multilayered plates, experiment, theory, problems of dynamics.

Постановка проблеми.

В останній час тонкостінні шаруваті конструкції знайшли широке застосування в різних галузях сучасної техніки. Розрахунок таких конструкцій є досить складною задачею, основу розв'язку якої повинні складати теорії, що враховують низький опір матеріалу поперечному зсуву та нормальному обтисненню, а також ортотропію шарів [1-3].

В роботах [4-6] використовується варіант уточненої теорії шаруватих оболонок, який враховує вплив поперечного зсуву та нормального обтиснення шарів, їх ортотропію, довільну кількість і взаємне розташування при суттєвих відмінностях у товщинах і пружних властивостях. В основу уточненої теорії покладені гіпотези про розподіл за товщиною поперечних дотичних напружень, нормальних поперечних деформацій і поперечного нормального напруження для всього пакету в цілому.

В статті, з метою встановлення меж застосування наближених прикладних теорій для їх використання в практичних інженерних розрахунках, проведені експериментальні дослідження частот власних коливань багатошарових пластин і отримані результати співставленні з теоретичними розв'язками.

Досліджуються багатошарові пластини розміром 50x64 см різної структури за товщиною [7]. При компоновці пластин несучі шари і шари заповнювача склеювалися смолою холодного затвердіння ЕД-20 і витримувалися під тиском протягом доби. В кожному із восьми типів випробувалися по дві однакові пластини. Всього було 8 пластин несиметричної структури і 8 пластин симетричної структури.

Дослідження проводились на спеціальному стенді для вібраційних досліджень пластин на якому можна забезпечити різні умови опирання. Динамічні випробування пластин проводилися при защемленні та шарнірному опиранні по контуру, а також при защемленні та шарнірному опиранні по двом протилежним сторонам.

Визначення власних частот коливань багат шарових пластин проводилося резонансним методом. Для збудження багат шарової пластини за допомогою електромагніта верхнім зовнішнім шаром був сталевий лист. Загальна схема розташування приладів при дослідженні динаміки багат шарових пластин наведена на рис. 1. Частота збудження задавалася генератором звукових частот типу ГЗ-1, який працює в діапазоні 10-5000 Гц.

Вимірювач виходу ВЗ-10

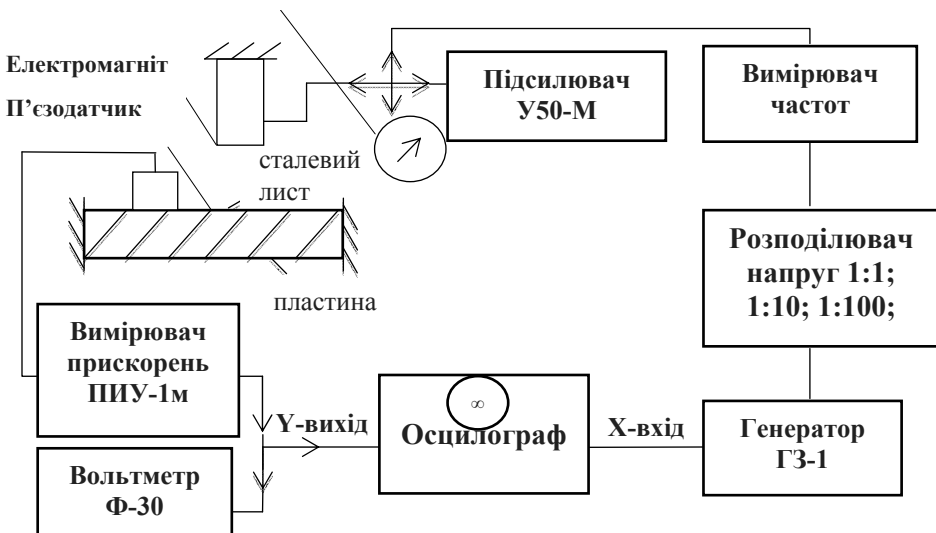


Рис. 1. Схема розташування приладів

Напруга з виходу генератора через розподільвач напруг подається на вхід підсилювача У50-М, який створює вихідну потужність до 50 Вт при напрузі 120 В. До виходу підсилювача підключена обмотка електромагніта який розрахований спеціально під цей підсилювач. Контроль напруги звукової частоти на електромагніті виконується за допомогою вимірювача виходу ВЗ-

10. Реєстрація коливань пластини здійснюється п'єзодатчиком який закріплений на пластині і увімкнений на вхід п'єзовимірювача прискорень ПИУ-1м. Враховуючи, що ПИУ-1м має інерційний стрілочний індикатор прискорень, при обертанні лімба генератора навіть з невеликою швидкістю можливі пропуски оператором резонансних піків. Щоб уникнути цього, з «шлейфного» виходу ПИУ підсилена напруга (пропорціональна прискоренню) подається на Y-вхід електронного осцилографа покази якого на екрані практично безінерційні. Ці коливання можуть спостерігатися як синусоїдальні за допомогою тимчасової розгортки осцилографа, так і у вигляді фігур Лісажу, коли до X-входу осцилографа підводиться напруга безпосередньо від генератора. Таке дублювання індикації резонансних піків дозволило надійно дослідити спектри частот пластин. Аналіз фігур Лісажу дозволив розшифрувати співвідношення між частотою коливань і частотою збудження підсилювача.

Вибір для індикації інтенсивності коливань пластини п'єзодатчика з інерційною масою, тобто датчика прискорень, цілком виправданий для дослідження широкого спектру частот. Відомо, що напружені системи з розподіленими параметрами при постійній збуджуючій силі мають спектри власних частот, амплітуди яких зі збільшенням частоти зменшуються. Якщо в експерименті проводиться вимірювання не амплітуди переміщення, а амплітуди прискорення, то рівні з ростом частоти зменшуються значно повільніше, оскільки амплітуда прискорення пропорційна квадрату частоти ($\ddot{x} = -A\omega^2 \sin \omega t$).

Особливістю вибраної методики є подвоєння частоти коливань генератора електромагнітом. Причина подвоєння полягає в тому, що електромагніт притягує феромагнітну пластину кожного півперіоду струму, який протікає по обмотці, незалежно від напрямку струму. Щоб уникнути цього, можна ввести постійне підмагнічування, яке поляризує електромагніт. Проте цей спосіб привів би до ускладнення експерименту.

Визначимо вплив несинусоїдальності збуджуючої сили, яка отримана внаслідок подвоєння частоти, на рух пластини при резонансі.

Поклавши, що сила з якою електромагніт притягує сталеву пластину, пропорційна струму який проходить через обмотку електромагніта, а також враховуючи, що ця сила завжди направлена

в одну сторону (вона є тільки притягуючою), визначимо цю силу $P(t)$ як послідовність косинусоїдальних імпульсів одного знаку (рис. 2).

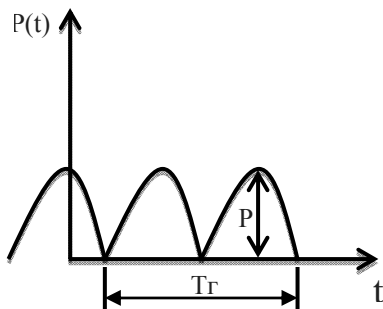


Рис. 2. Графік зміни змушуючої сили $P(t)$

Тут T_r - період струму який збуджує електромагніт, частота якого зчитується зі шкали генератора або визначається за показами частотометра.

Періодична змушуюча полігармонічна сила розкладається в ряд Фур'є:

$$P(t) = \frac{4Pm}{\pi} \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{3} \cos 2\omega_r t - \frac{1}{15} \cos 4\omega_r t + \frac{1}{35} \cos 6\omega_r t - \dots (-1)^{\frac{n-1}{2}} \frac{1}{n^2-1} \cos n\omega_r t \right] \quad (1)$$

при парних n .

Позначимо складові цієї сили

$$P_0 = \frac{2Pm}{\pi}; \quad P_2 = \frac{4Pm}{3\pi} \cos 2\omega_r t; \quad P_4 = \frac{4Pm}{15\pi} \cos 4\omega_r t; \dots$$

Складова P_0 не викликає коливань пластини, а тільки не значно зменшує проміжок між магнітом і пластиною. Найбільша за амплітудою гармонічна складова P_2 має частоту яка подвоєна в порівнянні з частотою генератора, що і спостерігаються в дослідах. При цьому під час резонансу на екрані осцилографа зображуються фігури Лісажу виду, який характерний для співвідношення частот 2:1 (рис. 3).



Рис. 3. Фігури Лісажу

Із (1) випливає, що в наведеній схемі експерименту повинні бути збудження тільки на парних гармоніках генератора. Інколи в самій низькочастотній частині спектра спостерігаються випадки потроєння частоти генератора. Це пояснюється асиметрією вихідного напруження підсилювача на початку діапазону. Проте контроль за фігурами Лісажу дозволив надійно відсіяти ці резонансні випадки із досліджуваного спектру.

Визначимо вплив вищих складових ряду Фур'є (1) на рух пластини при резонансі її на частоті $2\omega_r$.

Амплітуду стаціонарних незатихаючих коливань знаходимо за рівнянням резонансної кривої [8]:

$$A = \frac{P_{\max}}{C \sqrt{\left(1 - \frac{\omega_r^2}{\omega_0^2}\right)^2 + \frac{4\omega_r^2 \beta_1^2}{\omega_0^4}}}, \quad (2)$$

Де C – жорсткість системи; ω_0 - власна частота; $\beta_1 = \frac{\delta\omega_r}{2\pi}$ - показник затухання; δ - логарифмічний декремент. Звідси отримуємо відношення амплітуди руху пластини при резонансі за четвертою гармонікою до амплітуди за другою гармонікою:

$$\frac{A_4}{A_2} = \frac{P_{4\max}}{P_{2\max}} \sqrt{\frac{\beta_1^2 / \omega_r^2}{9 + 4\beta_1^2 / \omega_r^2}}. \quad (3)$$

Із (3) випливає, що $\frac{P_{4\max}}{P_{2\max}} = 0,2$. Для логарифмічного декременту

прийmemo найвище із значень які отримані в дослідах, $\delta = 0,29$. При цьому $\frac{A_4}{A_2} = 0,002$. Відношення $\frac{A_6}{A_2}$ і всі наступні будуть ще меншими. Таким чином, вплив вищих складових виявляється незначним.

Результати експериментальних досліджень власних коливань багатопшарових пластин які отримані за допомогою вище описаної методики, порівняні з результатами, отриманими з рівнянь першого варіанту уточненої теорії багатопшарових оболонок [4], які записуються для випадку вільних коливань у вигляді:

$$(\mathbf{L}^T \mathbf{A} \mathbf{L} + \omega^2 \mathbf{J}) \vec{\mathbf{S}} = 0, \quad (4)$$

де матриця $L^T \Lambda L$ та інерційна матриця J є симетричними [4], а $\vec{\hat{S}}(\alpha_1, \alpha_2) = [\hat{V}_1, \hat{V}_2, \hat{W}, \Psi_1, \Psi_2, \Psi_3]^T$ - вектор - стовбець.

Наводяться також результати одержані на основі спрощених рівнянь варіанту теорії багат шарових оболонок при незалежній апроксимації переміщень і поперечних дотичних напружень [4].

Результати співставлення наведені у таблиці 1.

Таблиця 1
Значення власних частот пластин I – IV типів

Типи пластин	ω , Гц					Хвильове число	
	Експеримент	Рівняння (4)	Δ , %	Рівняння спрощеного варіанту [4]	Δ , %	m	n
I	73	70	4	69	5	1	1
	115	112	3	111	4	1	2
	137	135	1	132	4	2	1
	170	166	2	158	7	2	2
II	88	82	7	82	7	1	1
	128	128	0	129	1	1	2
	151	152	0	152	0	2	1
	186	185	0	176	5	2	2
III	75	70	7	71	5	1	1
	118	112	5	112	5	1	2
	141	135	4	133	6	2	1
	174	166	5	158	9	2	2
IV	101	103	2	103	2	1	1
	172	176	2	179	4	1	2
	205	213	4	211	3	2	1
	256	263	3	258	1	2	2

У цій таблиці наведені початкові частини спектрів власних частот, які отримані експериментально (другий стовбець) і які порашовані за допомогою рівнянь (4) за припущенням, що $\Psi_3 = 0$,

тобто без врахування обтиснення, а також результати отримані на основі рівнянь спрощеного варіанту теорії багатошарових оболонок [4].

Порівняння результатів показує, що у випадку несиметричної побудови пакету застосування більш простого варіанту теорії багатошарових пластин є достатньо ефективним.

1. Александров А.Я. Расчет трёхслойных панелей / А.Я.Александров, А.Э.Брюккер, А.М.Куршин, А.П.Прусаков // - М.: Оборонгиз. – 1960. – 270 с.
2. Амбарцумян С.А. Общая теория анизотропных оболочек. – М.: Наука, 1974. – 446 с.
3. Григоренко Я.М., Василенко А.Т. Теория оболочек переменной жесткости. Методы расчета оболочек. – К.: Наукова думка, 1982. – Т.4. – 544 с.
4. Рассказов А.О., Соколовская И.И., Шульга Н.А. Теория и расчет слоистых ортотропных пластин и оболочек. – К.: Вища шк. Головное изд-во, 1986. – 191 с.
5. Рассказов О.О. Стійкість шаруватої замкненої сферичної оболонки під дією рівномірного зовнішнього тиску /О.О.Рассказов, О.Г.Бондарський // Вісник Національного транспортного університету. – 2010. – №21. – С.375-378.
6. Рассказов О.О. Порівняльний аналіз ефективності застосування деяких варіантів уточненої теорії пластин та оболонок на основі співставлення з точним розв'язком /О.О.Рассказов, О.Г.Бондарський // Вісник Національного транспортного університету. – 2012. – №26. – С.453-457.
7. Рассказов О.О. Експериментальні дослідження напружено-деформованого стану багатошарових пластин / О.О.Рассказов, О.Г.Бондарський // Вісник Національного транспортного університету. – 2014. - №29. – С.351-356.
8. Прочность. Устойчивость. Колебания: Справочник /Под ред. Биргера И.А., Пановко Я.Г. – М.: Машиностроение, 1968. – т. 1-3.

**ЕФЕКТИВНІСТЬ БУДІВНИЦТВА КЕРУЮЧИСЬ
ЕНЕРГОЗБЕРІГАЮЧИМИ ТЕХНОЛОГІЯМИ**

**EFFICIENCY OF CONSTRUCTION COMPANY FOLLOWING
ENERGY SAVING TECHNOLOGIES**

Савенко В. І. к.т.н., доцент (КНУБА, м. Київ), Фіалко Н.М. д.т.н. (ІТТФ НАНУ м. Київ), Кислюк Д.Я. к.т.н., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк)

Savenko V.I. Ph.D., senior lecturer (Kyiv National University of construction and Architecture), Kyiv), Fialko N.M. DSc in engineering (Institute Techno heat physics, national Academy of Sciences of Ukraine), Kyslyuk D.Ya. Ph.D., senior lecturer, (Lutsk National Technical University, Lutsk)

В роботі наводяться результати багаторічних досліджень та пошуків шляхів підвищення ефективності роботи будівельних організацій через удосконалення системи управління якістю і покращення якості продукції домобудівного комбінату, підвищення енергозберігаючих властивостей огорожуючих конструкцій житлових будинків на базі серії 111-161, комфортності житла та підвищення попиту на нього.

This abstract contains the results of long – term research and searching for ways to increase the effectiveness of construction companies through the improvement of the quality management system and quality improvement of house-building factory production, increase energy-saving properties of the protecting designs of apartment buildings on the basis of a series 111-161, improving comfort of housing and increasing demand for it. Thanks to the introduction of new energy-saving technologies and constructions, as well as quality management system based on ISO 9001:2008 it was achieved unique results: increased image of a construction company, whose products - flats in new modern houses - were bought up and are purchased in present time. Long before the completion of construction the product quality and organization of work at the building site allowed OJSC “House-building

Factory №3" become repeated (in 2007, 2008, 2010) laureate of national competitions and a finalist of the international quality tournament.

Ключові слова: будівництво, менеджмент, якість, енергозберігаючі технології, підвищення.

Keywords: building, management, quality, energy efficiency technologies encrease.

Вступ. Для успішної діяльності будівельної організації дуже важливо мати замовлення, а для цього треба забезпечити конкурентоспроможність продукції на ринку і знайти свого споживача. Це можна зробити, вдосконаливши менеджмент організації і впровадивши на підприємстві сертифіковану у відповідності з ISO 9001-2008 систему управління якістю. Головним принципом такої системи є постійне вдосконалення, що стимулює пошук проблемних факторів і їх вирішення. Енергозбереження є однією з найважливіших проблем в будівництві. Вирішення цієї проблеми дозволяє організації піднятися на більш високий рівень розвитку.

Зовнішні огорожуючі конструкції житлових будинках ще недавно не відповідали нормативним вимогам Європейського рівня по енергозбереженню і були причиною багатьох негараздів. В зимку стіни промерзали, а температура всередині квартири знижувалась до 13 – 15°C, стики в панельних будинках затікали під час дощів, це призводило до утворення плісняви на стінах, появи грибків, відшарування шпалер, почорніння поверхні.

Заходи, які приймаються для усунення цього дефекту, а саме – потовщення стін, застосування прокладок в середині стінових панелей не дають належного результату. не забезпечується привабливість і конкурентоздатність продукції.

Виклад основного матеріалу. Дуже важливо надати науково-методичну допомогу фахівцям у частині розробки і впровадження системи управління якістю згідно з міжнародними стандартами ISO 9000-2000 (2008) сертифікувати її і, вдосконалюючи, довести до рівня Європейської моделі досконалості

Керуючись основними принципами міжнародного стандарту діючого в Україні ДСТУ, ISO 9001 – 2009 «Системи управління якістю» такими як орієнтація на споживача, системний і процесний підхід до управління, залучення всього персоналу, прийняття

рішень на основі достовірних фактів і постійне вдосконалення, організація може виявити слабкі і сильні сторони в своїй діяльності, поставити цілі та задачі і мобілізувавши всі ресурси, шляхом реінжинірингу вирішити питання підвищення конкурентоздатності підприємства. Вдосконалення енергоефективності – одна з найважливіших проблем, вирішення якої дозволяє організації піднятися на якісно новий більш високий рівень виробництва. Наукові методи допомагають у системному підході до проблеми і її комплексному вирішенні шляхом теоретичних розробок, проведенні натурних експериментів і досліджень, розробці проектної і нормативної документації і широкомасштабному впровадженні у будівельне виробництво.

Низькі ціни на паливо, які діяли в Україні до самого останнього часу, привели до того, що рівень використання енергії в нашій країні залишився більш високим, ніж в країнах Західної Європи, в той час, як ефективність її використання залишилась низькою.

Рациональна витрата й економія теплової енергії в Україні за останні десятиліття стала найгострішою проблемою. З огляду на існуючий дефіцит енергоносіїв і коштів на їхнє придбання, а також екологічні наслідки нарощування споживання енергії, величезне значення набуває раціональне використання і зменшення втрат енергії.

Біля 40% від загального використання енергії випадає на житловий сектор. Враховуючи різкий дефіцит енергоносіїв Україна ввела нові, підвищені нормативи опору теплопередачі, як для нового будівництва, так і реконструкції будівель. До середини 1995 року більш ніж 50% підприємств великопанельного домобудування, керуючись новими нормативами, перейшли навипуск огорожуючих конструкцій з підвищеним в 2 – 3 рази рівнем теплозахисту.

Роль теплозахисту будинків у підвищенні ефективності енергозбереження житлових і цивільних будинків досить значна. У даний час більшість будівельних компаній України застосовують зовнішнє утеплення багатопверхових житлових будинків з встановленням віконних блоків зі склопакетами.

Фахівці ДБК-3 разом з науковцями ІТТФ НАНУ, ДП НДІБК, ДП НДІБВ, КНУБА, ПАТ Київ ЗНДІЕП та ін понад 20 років плідно працювали над вирішенням проблеми енергозбереження в

будівництві. Проводились теоретичні, експериментальні і науково-дослідні роботи, направлені на вирішення цієї проблеми. Так при будівництві багатопверхівок, на ВАТ «ДБК-3» в місті Києві для зовнішнього утеплення застосовується вентильований «Термофасад», який призначений як для тепло ізолювання при будівництві, так і для додаткового тепло ізолювання вже існуючих об'єктів, перш за все в цивільному та житловому будівництві.

Термофасад – це система, яка складається з наступних конструкційних

елементів та матеріалів:

- профільований бетонний камінь (кам'яний профіль);
- монтажний профіль;
- металева несуча конструкція – кронштейни та профілі;
- теплоізоляція (плитний утеплювач) з вітрозахистом
- елементи кріплення;
- обшивка вікон та дверей, кутові та кінцеві профілі.

При влаштуванні вентильованого фасаду шари різних матеріалів розташовують таким чином, що в напрямку зсередини споруди назовні теплопровідність матеріалів і їх опір водяній парі зменшується (бетон чи цегла, мінераловатний утеплювач, повітряний прошарок, захисне декоративне облицювання). Таке розташування матеріалів разом з дією повітряного прошарку, де через перепад тиску відбувається постійний вертикальний рух повітря, дозволяє ефективно видаляти вологу, як із несучої стіни, так із утеплювача, що підвищує ефективність теплоізоляції будівлі та забезпечує відносно сухий стан утеплювача під час всього періоду експлуатації. Крім того, зменшення тепловтрат відбувається також внаслідок виникнення ефекту «повітряної теплової завіси», так як температура вертикального теплового потоку на два – три градуси вище, ніж у зовнішнього повітря. Масивна конструкція каркасу акумулює тепло, яке зберігає зовнішній утеплюючий шар.

Влаштування теплоізоляції ззовні краще захищає стіну від перемінного замерзання та відставання. Вирівнюються температурні коливання масиву стіни, що перешкоджає виникненню деформацій, особливо небажаних при індустріальному будівництві. Точка роси зміщується в зовнішній теплоізоляційний шар, внутрішня частина стіни не відсиріває і не потребує додаткової пароізоляції. Іншою перевагою зовнішньої теплоізоляції є збільшення теплоакumuлюючої здатності масиву стіни. Установка

теплоізоляції ззовні дозволяє також виключити проблему «містків холоду» при каркасномонолітному будівництві.

Технічні характеристики системи:

1. Облицювальний камінь представляє собою бетонний профіль «Інтерстоун», який виготовляється з бетону В20 методом напівсухого формування. Розміри: $600 \times 600 \times 30$ мм, вага: 2,94 кг, щільність: 2000 кг/м^3 , міцність на згін: 600 – 800 Н, морозостійкість: F 35, водопоглинання: не більше 12%, основний колір: білий, пісочний, жовтий, кремовий, бежевий, темно-жовтий, теракот, темно-коричневий, темно-зелений, синій.

2. Під облицювальна система «Кронштейн» представляє собою сталевий лист товщиною 1,5 мм або 2Ю0 мм (ГОСТ 1653-70). Спосіб захисту від корозії: гаряче оцинкування товщиною не менше 60 мкр, або інший, що відповідає йому. Розміри: $40 \times 200 \times 65$ мм. Розрахункова монтажна схема установки: по горизонталі – 700 мм, по вертикалі – 620 мм.

Несучий профіль представляє собою сталевий лист товщиною 1,0 мм (ГОСТ 1653-70). Спосіб захисту від корозії: такий же. Розміри: 45×45 мм. Монтажна схема установки: горизонтально – через 620 мм.

Монтажний профіль представляє собою сталевий лист товщиною 0,8 мм (ГОСТ 9045-80). Від корозії – такий же. Монтажна схема установки: вертикально – через 300 мм.

3. Утеплювач – мінеральна вата з базальтового волокна товщиною 100 – 150 мм. Розмір листів: $625 \times 1000 \times 100$ мм. Теплопровідність при 25°C – $0,040 \text{ Вт/м}^2$. Марки утеплювачів до 70 м висоти будівлі – «PANELROCK ROCKWOOL», питома щільність $60 - 70 \text{ кг/м}^3$, понад 70 м – «WENTIROCK ROCKWOOL», питома щільність 110 кг/м^3 .

При використанні вентиляованих «Термофасадів» у панельному житловому будівництві питання, пов'язані з промерзанням, задуванням та затіканням стиків вирішується самим «Термофасадом», так як він дозволяє закрити поверхню фасаду, в тому числі і стики від атмосферних впливів.

ВАТ «ДБК-3» були проведені дослідження та розробка нового типу зовнішніх трьохшарових стінових панелей із застосуванням пінопласту та пінополістирольної вспіненої стрічки. Випробування теплофізичних властивостей панелей нового типу проводились відділом будівельної теплофізики Київ ЗНДіЕП. В результаті

випробувань встановлено, що середній опір теплопередачі випробувальних зразків становить – $3,5 \text{ (m}^2 \text{ °C)/Вт}$. Цей показник значно підвищує ефективність енергозбереження житлових будинків.

Проблеми, пов'язані з промерзанням чи задуванням через дерев'яні вікна «старого» житлового фонду, можна вирішити за допомогою встановлення віконних конструкцій зі склопакетами, з можливістю відкриття для провітрювання. Склопакет – виріб з двох або більше листів скла, герметично з'єднаних по периметру, який розташовується в каркасі, що несе механічне навантаження.

Теплоізоляційні властивості склопакета визначаються кількістю камер (однокамерний або двокамерний), відстанню між склом, типом скла та їх товщиною. Двокамерний склопакет з «теплим пустотним профілем» і дистанцією між склом не менше 10 мм (4-10-4-10-4) забезпечує значення коефіцієнта опору теплопередачі $0,6-0,8 \text{ m}^2 \text{ град/Вт}$, що вище нормативного ($0,6 \text{ m}^2 \text{ град/Вт}$ для даної температурної зони України).

Для того щоб збільшити опір теплопередачі в деяких моделях склопакетів простір між склом іноді заповнюють інертними газами : аргоном або криптоном. Теплозахисні властивості склопакетів, що заповненні інертними газами, збільшуються на 12% - 13%. Теплова ефективність тришарового скління основана на зниженні конвективних (15%) та тепло-втрат теплопровідністю (15%). Але більш ніж 70% теплоти втрачається через скло за рахунок випромінювання. Знизити променеву складову тепловтрат можливо за рахунок нанесення на скло тепловідбивного покриття. Опір теплопередачі двокамерного склопакета складає – $0,6 \text{ m}^2 \text{ град/Вт}$, а однокамерного з нанесенням тепловідбивного покриття $0,6 - 0,7 \text{ m}^2 \text{ град/Вт}$.

Звідси висновок, що вигідніше застосовувати не третє скло, а покриття, що відбиває тепло, оскільки застосування третього скла призводить до перевитрат матеріалу на віконну конструкцію, зменшенню світло пропускну властивостей – за рахунок третього скла, збільшенню ваги вікна. Тепловідбиваючі покриття на склі володіють низьким ступенем чорноти в інфрачервоному діапазоні довжини хвиль від 2,5 до 25 мкм. Скло з таким покриття на 5% менше пропускає світла та відбиває назад в приміщення до 90% тепла, що виходить за рахунок випромінювання. В літню пору таке

покриття відбиває інфрачервоні промені на вулицю тим самим не допускається перегрів приміщення.

Віконна рама займає 15 – 35% площі вікна. Тому теплотехнічні параметри віконного профілю також повинні відповідати нормативним вимогам. Рами виготовляють з багатокамерного профілю з різних матеріалів : полівінілхлориду (ПВХ), дерева або металу (алюмінію). Високі теплоізоляційні властивості забезпечують 3-х камерні профілі, з двома контурами зовнішнього ущільнення : один – по зовнішньому периметру рами, другий – по зовнішньому периметру стулки (в приміщені).

Коефіцієнт теплопровідності ПВХ та дерева складає 0,15 – 0,2 Вт/м град. Коефіцієнт теплопровідності алюмінію біля 220 Вт/м град, що в 1000 разів перевищує теплопровідність ПВХ чи дерева. Тому створення алюмінієвих конструкцій з опором теплопередачі, який буде відповідати нормативному значенню 0,45 м² град/Вт, не світлопрозора частина цих конструкцій в варіанті з двокамерним склопакетом повинна мати опір теплопередачі не менше 0,48 – 0,5 м² град/Вт при великій площі скління. Таким чином, сучасні конструкції склопакетів (двокамерних чи однокамерних зі спеціальним покриттям) забезпечують необхідні теплоізоляційні властивості. Основні проблеми при використанні таких віконних конструкцій виникають при монтажі їх в залізобетонні або цегляні огорожуючі конструкції.

Теплотехнічні властивості, навіть найкращої віконної конструкції, можуть бути втрачені при не правильному її монтажі. До теплотехнічних характеристик монтажних швів (в місці спряження віконної і будівельної конструкцій) висуваються визначені вимоги – високий опір теплопередачі, звукоізоляції, волого-переносу, фільтрації повітря, механічна міцність та можливість компенсувати теплові деформації віконної конструкції.

При цьому механічні навантаження в зоні спряження повинні компенсуватися властивостями шва. Вибір оптимальних параметрів монтажних швів (геометричних, теплофізичних і масо-обмінних) – завдання обумовлююче ефективність застосування сучасних віконних конструкцій. В даному випадку дуже важливо, щоб каркас будинка до якого кріпляться вікна був «теплим» і це забезпечується використанням зовнішнього утеплення.

Система зовнішнього утеплення, яку обґрунтували і випробували вчені спочатку в лабораторіях і експериментальному

будівництві, сьогодні на практиці дає позитивні результати. А робота вчених і спеціалістів виконана на цю тему в 2013 році представлена Державним комітетом НАНУ на нагороду – Державну премію України в галузі науки і техніки.

Основні висновки по статті

1. Впровадження ефективного менеджменту підприємства і системи управління якістю спонукає організацію до визначення основних процесів виробництва і їхніх параметрів (розробка схеми процесів, політики, місії, цілей, постійний моніторинг і аналіз виконання з подальшим коригуванням і визначенням домінантних факторів, що впливають на якість продукції і її конкурентні можливості).

2. Головним фактором покращення якості і конкурентоздатності будівельної продукції (при добросовісному виконанні і оптимальній ціні) є енергоефективність.

1. Брусан А. А. Теплоэффективные наружные ограждающие конструкции зданий / Брусан А. А, Черних Л. Ф. / Перспективні напрямки проектування житлових та громадських будівель.-К.КиевЗНИИЭП, 2003.С.65-74. 2. Фиалко Н.М.Тепловое состояние трехслойных наружных стен помещения при напольном электротеплоаккумуляционном отоплении / Фиалко Н.М, Черных Л.Ф./ Промышленная теплотехника. Прил.к журн.,2004,т.26,№5 –С. 48-56. 3. Фиалко Н.М. Влияние внутреннего каркаса здания на его тепловой режим / Фиалко Н.М, Черных Л.Ф, Постоленко А.М./ Оконные технологии,2005, № 20-21-С.44-47. 4. Богословский В.Н. Экспериментальное подтверждение методики расчета наружных ограждающих конструкций.Теплоустойчивость наружных ограждающих конструкций зданий с учетом зависимости теплофизических характеристик от температу- ры / Богословский В.Н, Ферт А.Р, Черных Л.Ф./ Вопросы повышения энергетической эффективности кондиционирования микроклимата.-М.МИСИ им.В.В.Куйбышева,1989.- С. 10-14. 5. Савенко В.І,Сухоросов І.М,Полосенко О.В,Тарасов В.О,Фіалко Н.М. Енергозберігаючі технології в будівництві та система управління якістю «Будівельні матеріали, вироби та санітарна техніка».-2009.- №1(31).-С. 96-99. 6. Савенко В.І. Дослідження і розробка конструкцій зовнішніх енергозберігаючих стін і нові технології в будівництві / Савенко В.І., Черних Л.Ф., Сухоросов І.М., Кислюк Д.Я., Полотенко О.В. // Міжвідомчий науково-технічний збірник «Будівельне виробництво» Випуск 49 - Київ: НДІБВ 2008р. С. 45-47.

**ДОСЛІДЖЕННЯ МЕТОДІВ ПІДНІМАННЯ
СТРУКТУРНИХ ВЕЛИКОРОЗМІРНИХ ПОКРИТТІВ
ОДНОПОВЕРХОВИХ ПРОМИСЛОВИХ СПОРУД**

**INVESTIGATIONS OF METHODS LIFTING STRUCTURAL
COATINGS LARGE-SCALE SINGLE-STORY INDUSTRIAL
CONSTRUCTIONS**

Собко Ю.Т., аспірант, (Київського національного університету будівництва та архітектури м. Київ), Новак Є.В. аспірант (Київського національного університету будівництва та архітектури м. Київ)

Sobko Yurii, PhD student, (Kyiv National University of Construction and Architecture, city Kyiv), Novak Evgeniya, PhD student, (Kyiv National University of Construction and Architecture, city Kyiv)

Виконано дослідження методів піднімання структурних покриттів одноповерхових промислових споруд, ефективних за технологічними показниками.

To improve methods of mounting large-scale coverage in one-story industrial buildings. Explore methods of large-scale coating, organizational and technological solutions installation. The research methods lifting structural coverings single-storey industrial constructions, effective on technological performance. For the study were chosen following methods: the method of forced displacement coverings on vertical, horizontal, an incline plane, a method of coating grow up. Methods top of the pillar capacity with simultaneous coating technique can apply one or more jacks. This allows the modernization and development of methods for raising structural coatings.

Ключеві слова: методи піднімання, структурне покриття, монтаж, промислові споруди.

Keywords: lifting methods, structural coatings, assembling industrial constructions.

Основна частина. При загальному підході до методів піднімання великорозмірних структурних покриттів, насамперед

"Сучасні технології та методи розрахунку в будівництві", випуск 3, 2015

проаналізовані сучасні методи та їх особливості для різних варіантів застосування. Для дослідження були вибрані наступні методи:

- Метод примусового переміщення покриттів по вертикальній, горизонтальній, похилій площинні;
- Метод підрощування покриттів.

Таблиця №1

Методи монтажу

Методи примусового переміщення покриттів по вертикальній, горизонтальній, похилій площинні;				
Приєм переміщення	Напрямок переміщення	Методи монтажу (підйому)	Групи методів монтажу	Розташування засобів механізації
1	2	3	4	5
Виштовхування	Вертикальний Горизонтальний	Виштовхування покриттів штовхачами без переміщення монтажних засобів	Нарощування у вертикальному напрямі Нарощування в	На рівні землі
		Виштовхування покриттів штовхачами з 3 монтажних засобів 1- Підйомники що спираються на направляючі 2- Підйомники що спираються на спеціальні пристрої	горизонтальному напрямі	На направляючих та спеціальних пристроях
Підтягування	Вертикальний	Підтягування покриття без переміщення монтажних засобів	Переміщення конструкції	На напрямних, на рівні землі.
			Переміщення блоків	

		Підтягування блоків на колонах стовбурах і	Переміщення блоків	На напрямних.
Методи підрозування покриттів				
Приєм переміщення	Напрямок переміщення	Методи монтажу (підйому)	Групи методів монтажу	Розташування засобів механізації
1	2	3	4	5
Віштовхування	Вертикальний	Віштовхування покриттів штовхачами та підйомниками. 1- Встановлення під колону. 2- Встановлення на оголовок колони.	Нарощування колон	Під колоною, На колоні
Підтягування	Вертикальний	Підтягування покриттів підйомниками.	Нарощування колон	На тимчасові опори

Для піднімання великорозмірних структурних покриттів частіше за все використовують прийоми переміщення виштовхування або підтягування. Тимчасове закріплення покриття може перебрати як в проміжному положенні так і після виконання чергового циклу підйому а остаточно на проектних відмітках. Необхідною умовою для застосування цих технологій є можливість включення тимчасових або постійних напрямних, та попереднє укрупнення покриттів що монтується в зоні його подальшого монтажу.

Методи вільного піднімання, декількома кранами, тимчасове вимірювання та постійне закріплення в проектному положенню.

Примусові методи виштовхування конструкцій по вертикальним напрямним з переміщенням монтажних засобів та без переміщення монтажних засобів, і обпирання на різні напрямні. Властивості даного методу є те що конструкції які монтуються великого розміру (50-100м) та більше.

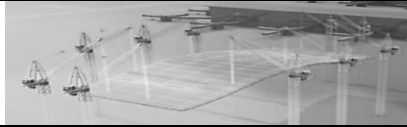
Примусові методи підтягування покриття по вертикальним напрямним жорсткими та гнучкими тягами. Даний метод базується встановленням на самі несучі опори (колони), підйомники, гнучкі і жорсткі тяги.

Методи підрошування колон домкратними системами розташованими під кожною колоною або на оголовках колон. Суть методу розташування домкратних систем під кожною колоною які починають свою роботу з єдиного пульта керування, де іде зростання верхньої частини колони. Суть методу розташування домкратних систем на оголовках колони є мінімальне навантаження на домкрат, яке дорівнює масі покриття яке монтується.

Сучасні методи підйому структурних покриттів із застосуванням тросових та телескопічних домкратів. Даний метод полягає в підтягуванні покриття тросовими домкратами на проектну відмітку і влаштування несучих опор. Суть методу полягає в тому, що телескопічні домкрати піднімають структуру з деяким кроком і поступово влаштовують постійні кроки.

Методи підйому

Методи вільного піднімання

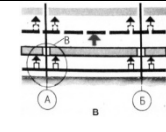
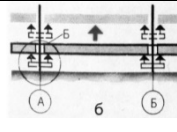
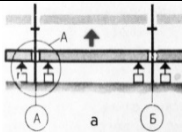


Примусові методи виштовхування

Виштовхування конструкцій по вертикальним напрямним з переміщенням монтажних засобів

Виштовхування конструкцій по вертикальним напрямним без переміщенням монтажних засобів

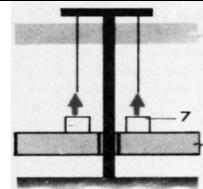
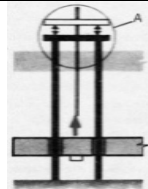
Виштовхування конструкцій по вертикальним обпирання на різні напрямні



Примусові методи підтягування покриття по вертикальним напрямним

Жостки тяги

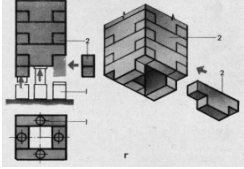
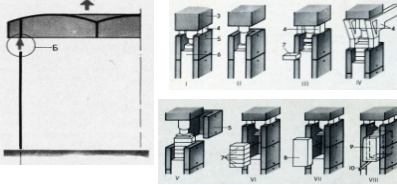
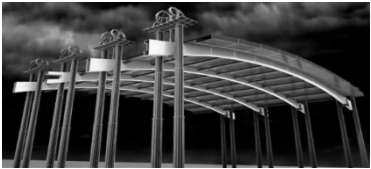

Гнучки тяги



Методи підрозування колон домкратними системами

Домкратними системами розташованими під кожною колоною

Домкратними системами розташування на оголовках колон

	
<p>Сучасний методи підйому структурних покриттів</p>	
<p>Підтягуванні тросовими домкратами</p>	<p>Телескопічні домкрати</p>
	

Висновок. Дослідженнями виявлено, що на даному етапі особливу увагу привертають методи нарощування верхньої частини колони з одночасним підйомом покриттів, які дозволяють застосовувати один або декілька домкратів. Це надає можливість модернізації та розвитку методів піднімання структурних покриттів.

1. Черненко В.К., Осипов О.Ф., Тонкачєв Г. М., Черненко К. В. та ін. за ред. В.К.Черненка Технологія монтажу будівельних конструкцій : навч. посіб. [для студ. вузів] / – К. : Горобець Г. С., 2010. – 372 с
2. Черненко К. В. І. В. Глущенко Аналіз і класифікація технології підйому великогабаритних конструкцій перекриттів гідропідйомними пристроями / Збірник наук. праць “Шляхи підвищення ефективності Будівництва в умовах формування ринкових відносин” вип.24, Частина 1. К. : – КНУБА, 2011. – С. 69-80.
3. Черненко В. К. Аналіз умов і принципів формування методів монтажу великогабаритних конструкцій у робочій зоні /ВісникДонбаської національної академії будівництва і архітектури – Випуск 2010-5(85).Сучасні будівельні матеріали, конструкції та іноватійні технології зведення будівель іспоруд. Том II. Макіївка, 2010. – С.291-297.

**АНАЛІЗ РОБОТИ ДОМКРАТНИХ ПРИСТРОЇВ, ЯКІ
ВИКОРИСТОВУЮТЬСЯ ДЛЯ МОНТАЖУ СТРУКТУРНИХ
ПОКРИТТІВ ВЕЛИКИХ РОЗМІРІВ**

**ANALYSIS OF THE DOMKRATNYH DEVICES USED FOR
INSTALLATION OF STRUCTURAL COATINGS LARGE SIZE**

Собко Ю.Т., аспірант, (Київського національного університету будівництва та архітектури м. Київ), Сумарюк О.В., аспірант, (Чернівецький національний університет ім. Юрія Федьковича м.Чернівці)

Sobko Yurii, PhD student, (Kyiv National University of Construction and Architecture, city Kyiv), Symaryuk Oleksandr PhD student (Yuriy Fedkovych Chernivtsi National University)

Виконаний аналіз роботи трьох гідродомкратних пристроїв, які дозволяють застосувати їх для технологій монтажу структурних великогабаритних конструкцій одноповерхових споруд.

The detailed analysis of work of three gidrodomkratnykh devices is executed at the level of patents which allow to apply them for development new technology of editing of krupnogabaritnykh constructions of one-story buildings and buildings on a considerable height, when traditional methods become not advantageous economic. The first device may be used to cover the installation capacity by supporting columns using Hydraulic elements that are placed on pillars headroom, virtually any device that includes height. Second installed one on one support elements of the console and performances hidrodomkraty. Third device - lift stepping module, which builds on the principle of supporting elements of the previous two device. These device can improve the reliability of works by increasing the stability of columns that pidroschuyutsya in the process of installation and use comprehensive mechanization of installation in design position.

Ключові слова: аналіз, монтаж, гідродомкратні пристрої, надійність.

Keywords: analysis, erection, jack mechanisms, reliability.

Перший пристрій може бути використаний для монтажу покриття методом нарощування колон (при якому одночасно виконується підрошування конструкції, яка монтується) опорними елементами за допомогою гідропідйомників, які встановлені на оголовках колон, практично на будь-яку висоту.

Гідродомкратний пристрій призначений для монтажу великогабаритних надважких конструкцій – покриттів попередньо складених у робочій зоні на низьких рихтуваннях. За допомогою формування конструкції колони із спеціальних опорних елементів з консольними виступами, кожен з яких виконаний у вигляді Г-подібної стойки 1, і мають у верхній частині гніздо 2 для обпирання опорної рами 6, які орієнтовані в повздовжньому і поперечному напрямках відносно монтажних осей конструкції покриття 7, виконується поступово по шагове піднімання покриття 7 (рис.1-5).

Кожна Г-подібна стойка 1 має свої розміри і виготовлюється в наступному співвідношенні геометричних розмірів:

$$A:B:C = 1a:4a:2a, \quad (1)$$

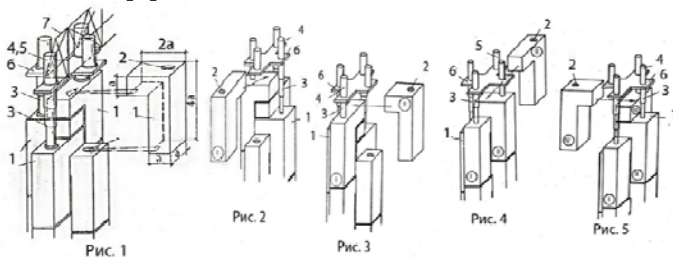
де a – довжина сторони квадратного перерізу Г-подібної стойки;

A – товщина основи Г-подібної стойки;

B – висота Г-подібної стойки;

C – довжина полицки Г-подібної стойки, кожний опорний елемент якої виконують у вигляді Г-подібної стойки 1, в полках яких влаштовують гнізда 2 під поршні 3 гідропідйомників 4, що закріплені своїми корпусами 5 на опорній рамі 6 конструкції 7 покриття. Полки стоек 1 встановлюються одна на одну з їх перев'язкою по горизонталі і орієнтуються на вертикальну вісь пристроїв.

Співвідношення висоти кожної стойки 1, довжини її полки та товщини має 4:2:1[1].



На рис. 1 зображена схема технології виконання робіт і домкратного пристрою для монтажу великогабаритних конструкцій методом нарощування колон опорними Г-подібними стойками за допомогою гідропідіймників, які встановлені на оголовках колон (загальний вигляд, аксонометрія).

На рис. 2 зображена схема подавання першої Г-подібної стойки проміжного опорного елемента.

На рис. 3 – те ж, але в момент подавання другої Г-подібної стойки.

На рис. 4 – те ж, в момент подавання третьої Г-подібної стойки.

На рис. 5 – те ж, в момент подавання четвертої Г-подібної стойки.

Пристрій працює наступним чином. На підколонний фундамент (не показаний) чи оголовок колони встановлюють опорну раму 6, на якій закріплюють конструкцію 7 покриття великого розміру, що зібране раніше на землі на низьких риштуваннях. Піднімають опорну раму 6 гідропідіймниками 4 подаванням робочої рідини в поршневий простір підіймників 4. Конструктивно колону, що нарощується, розділяють на яруси. Кожен ярус виконують з чотирьох Г-подібних стоек 1, які встановлюють одна на одну своїми полками з перев'язкою. Крім цього, кожна полка повернута відносно попередньої полки нижче розміщеної Г-подібної стойки 1 на кут 90° і своєю основою опирається на виступ стойки відповідної верхньої основи Г-подібної стойки 1 раніше змонтованого ярусу.

При цьому три з чотирьох поршнів 3 гідропідіймників 4 висувають на довжину, відповідно, перший поршень – 1,1а; другий поршень – 2,1а; третій поршень – 3,1а, де: а – довжина сторони квадратного перерізу Г-подібної стойки 1, та опирають поршні 3 гідропідіймників 4 на фундамент чи на виступи раніше змонтованого ярусу колони, а саме, на верхні основи Г-подібних стоек 1, які встановлюють в попередньому ярусі. Поршень 3 четвертого гідропідіймника 4 при цьому не висувають, за рахунок чого і утворюють монтажний простір між нижньою площиною опорної рами 6 та оголовком колони, що нарощується і куди подають Г-подібну стойку 1.

Закріплюють змонтований елемент, опускають на його виступ верхньої основи поршень 3 гідропідіймника 4, який не використовувався в попередньому підйомі і висувають вказаний

поршень 3 на довжину 1,1а; другі поршні 3 висувають на довжину, відповідно, перший поршень – 2,1а; другий поршень – 3,1а; останній, четвертий поршень 3 засовують в його конус 5, зменшуючи при цьому довжину поршня 3 з 3,1а до нуля. В утворений монтажний простір подають черговий елемент – Г-подібну стойку 1. Цикл нарощування повторюють до встановлення конструкції покриття 7 на проектну висоту, після чого гідропідйомники 4 разом з опорною рамою 6 демонтують.

Другий пристрій також може бути використаний для монтажу покриття методом нарощування колон при одночасному підросуванні конструкції, яка монтується опорними елементами, що встановлюються за допомогою гідропідйомників [2].

Поставлена мета досягається тим, що пристрій, який включає встановлені один на одне опорні елементи з консольними виступами та гідродомкрати, які розташовані на опорній рамі, оснащені формувальними контейнерами із завантажувальними площадками для опорних елементів та штовхачами. При цьому гідродомкрати розташовані в опорній рамі на різних рівнях із зміщенням за висотою на величину «а» консольних виступів опорних елементів, яка вибирається за співвідношенням:

$$n \sum a = H, (1) \quad (2)$$

де: n – кількість домкратів, які працюють одночасно;

H – висота ходу поршня гідродомкрата, яка відповідає висоті одного елемента, а опорна рама з шарніром, який регулюється, пов'язана з покриттям, що піднімається обладнана жорстко приєднаним до неї блоком напрямних, шарнірно пов'язаних з опорними площадками формувальних контейнерів.

Рішення пояснюється кресленням, де на рис. 6-а зображений загальний вид спереду принципово нового (технічного) рішення пристрою для монтажу 16берев.166габаритних конструкцій за допомогою гідравлічних домкратів, який встановлений на колону в робочому положенні; на рис. 6-б – розріз по А-А (вид зверху).

Пристрій містить встановлені в завантажувальні площадки-касети 1 формувальні контейнери 2. Опорні елементи з консольними виступами, які монтуються, виконані у вигляді Г-подібної стойки 3, для подавання яких в проектне положення слугують штовхачі 4.

Формувальні контейнери 2 шарнірами 5 пов'язані з поршнями 6 гідродомкратів 7 опорними площадками 8.

Гідродомкрати 7 розташовані в опорній рамі 9 на різних рівнях із зміщенням за висотою на величину «а» консольного виступу опорного елемента 3.

Опорна рама 9 жорстко з'єднана з блоком напрямних 10 за допомогою повзунків 11, які по ним переміщуються, та формувальних контейнерів.

Пристрій встановлено на колону 12 внутрішніми поверхнями блоку напрямних 10 і опирається на оголовок колони 12 опорними площадками 8 формувальних контейнерів 2. Опорна рама 9 пов'язана з покриттям 13, що піднімається, безпосередньо опорним шарніром 14, що регулюється. [2].

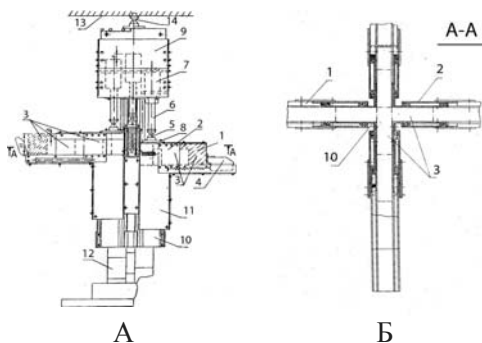


Рис. 6-а. Загальний вид пристрою для монтажу надважких конструкцій Рис . 6-б. Розріз по А-А (вид зверху)

Пристрій 5 працює наступним чином: на підколонний фундамент або оголовки колон 12 встановлюють опорну раму 9, на якій закріплюють через опорний шарнір 14, який регулюється, конструкцію 10 покриття 13, яке піднімається.

Пристрій встановлено на колону 12 внутрішніми поверхнями блоку напрямних 10 і опирається на оголовок колони 12 опорними площадками 8 формувальних контейнерів 2. Опорна рама 9 пов'язана з покриттям 13, що піднімається, безпосередньо опорним шарніром 14, що регулюється.

Пристрій 5 працює наступним чином: на підколонний фундамент або оголовки колон 12 встановлюють опорну раму 9, на якій закріплюють через опорний регулюючий шарнір 14, конструкцію 10 покриття 13, яке піднімається. Покриття чи великогабаритну конструкцію попередньо збирають на землі – на

низьких риштуваннях. Піднімають опорну раму 9 всіма гідродомкратами 7 на повний хід їх поршнів 6, який рівний величині Н і відповідає висоті Г-подібних опорних елементів 3, що монтуються. Потім гідродомкрати 7 в цій послідовності по одному піднімають на висоту Н формувальні контейнери 2, які з'єднані з поршнями 6 гідродомкратів 7 за допомогою шарніра 5 разом з завантажувальними касетами 1, із яких штовхачами 4 подають Г-подібні опорні елементи 3 колони 12 в утворений простір проектного положення. При цьому консольний виступ Г-подібного опорного елементу 3 висотою «а» опирається на нижній консольний виступ раніше встановленого Г-подібного елементу 3, в результаті чого відбувається їх перев'язування.

Проектний переріз колони в залежності від монтажного навантаження та висоти підйому (без перевлаштування пристрою) може мати в плані: прямокутний чи кутовий, зібраний з двох Г-подібних опорних елементів 3, тавровий – відповідно з трьох та хрестоподібний переріз, зібраний з чотирьох опорних елементів 3 при наявності в опорній рамі 9 чотирьох гідродомкратів 7.

При більшій кількості домкратів 7 переріз колони може відповідно змінюватися. Величина «а» залежить від одночасно працюючих при підйомі покриття 13 гідродомкратів 7 та виражається залежністю:

при однакових величинах консольного виступу Г-подібного опорного елементу 3:

$$a = H/n; \quad (2) \quad (3)$$

при різних величинах "а" – "Н" буде визначатися за формулою (1); де n – кількість одночасно працюючих домкратів.

Наприклад: при трьох одночасно працюючих на підйом покриття 13 гідродомкратів 7 колона в плані буде мати тавровий переріз при трьох Г-подібних опорних елементах, що мають однакові консольні виступи висотою Н/3, чи при різних виступах – один висотою Н/2 та два висотою Н/4 і т.д. Після завершення циклу послідовного піднімання всіх формувальних контейнерів 2 із завантажувальними касетами 1 та подавання Г-подібних опорних елементів 3 на проектні відмітки, всі гідродомкрати 7 знову включають на підйом та колону знову нарощують на величину «Н» і в подальшому цикл повторюється до досягнення колоною проектної висоти та влаштування і закріплення покриття в проектному положенні, після чого пристрій демонтують. При

підніманні покриття 13, яке опирається на кілька колон 12, що монтуються кількома одночасно працюючими пристроями, з метою ліквідації можливих перекосів, які можуть виникнути за рахунок підсумування похибок у виготовленні Г-подібних елементів 3, горизонтальність покриття регулюють за допомогою опорного шарніру 14.

Третій пристрій:

Вантажопідійомний крокуючий модуль [3].

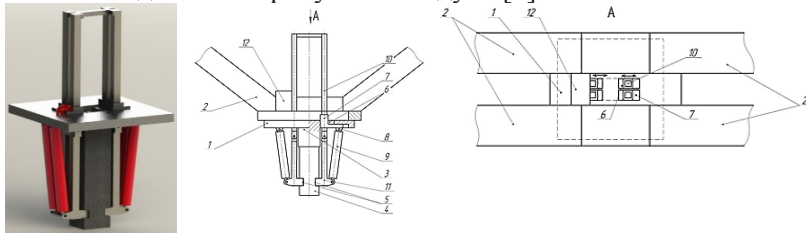


Рис. 3. Модель (а) і схема (б) запропонованого гідродомкратного пристрою, пізніше названим вантажопідійомним крокуючим модулем (ВПКМ):

1 – опорна рама пристрою; 2 – опорний вузол покриття (складається з розкосів і опорної частини), 3 – центральний опорний виступ; 4 – опорний елемент (частина колони); 5 – симетричні уступи в опорному елементі колони; 6 – наскрізні отвори, в які вставляються шарнірні лінійні напрямні 7; 8 – отвори для кріплення верхньої частини домкрату 9; 10 – штанги (напрямні); 11 – домкратні захоплювачі Т - подібної форми; 12 – механізм переміщення штанг

Принципова схема вантажопідійомного крокуючого модуля складається з наступних основних конструктивно-технологічних елементів і механізмів (рис.3.3 б), а саме:

з опорної рами пристрою 1, на яку встановлюється опорний вузол покриття 2 (на рис. 3.3 представлені розкоси і опорна частина);

з центрального опорного виступу 3, зробленого в центральній частині опорної рами 1 гідродомкратного пристрою, яким він опирається на оголовок опорного елемента 4 (конструктивна частина колони);

в нижній частині у опорного елемента колони 4 виконані симетричні уступи 5;

з обох боків виступу 3 в опорній рамі 1 виготовлені наскрізні отвори 6, в яких встановлені шарнірні лінійні напрямні 7, причому отвори 6 виконані таким чином, що лінійні напрямні 7 мають можливість зміщення в горизонтальній площині від центрального виступу 3;

в нижній частині шарнірних лінійних напрямних 7 зроблені проушини 8, в які одним кінцем опираються домкрати 9;

в шарнірних лінійних напрямних 7 знаходяться штанги 10, в яких в нижній частині виконані отвори, що шарнірно з'єднанні з можливістю повороту з домкратним захоплювачем Т-подібної форми 11;

штанги 10 кінематично зв'язані з механізмом їх переміщення 12, який встановлено на опорній рамі 1. В нижній частині колони ззовні для захоплювача 11 зроблено отвір, в якому закріплюється інший кінець домкрата 9. Внутрішня нижня частина домкратного захоплювача 11 виконана таким чином, що повторює контур уступу 5 опорного елемента 4.

Висновок: пристрій для монтажу покриття доцільно використовувати при монтажі покриттів виробничих будівель на значну висоту, коли традиційні методи являються економічно не вигідними, а також при спорудженні багатоповерхових збірно-монолітних будинків при зведенні перекриттів та підйомі їх на проектні відмітки. Такий пристрій дозволяє підвищити надійність робіт за рахунок збільшення стійкості колон, що підрошуються, в процесі монтажу та використати комплексну механізацію їх встановлення в проектне положення.

1. Авторское свид. СССР № 1679013 А1 кл. Е 04 в 21/14, 23.09.91. Бюл.35.Київський інженерно-будівельний інститут. А.А. Ігнатенко, В.К.Черненко, Т.В.Черненко.

2. Опис до патенту на винахід UA 6789 61 кл. Е 04 в 21/14, 29.12.94. Бюл. 8-1 (прототип Авторское свид. СССР № 1795049 А1, кл. Е 04 в 21/14, 15.02.93.Бюл.№ 6). Київський інженерно-будівельний інститут. В.К. Черненко, В.С.Слінченко, А.В. Савілов, І.В. Глущенко, Т.В. Черненко.

3. Черненко К. В. І. В. Глущенко Аналіз і класифікація технології підйому великогабаритних конструкцій перекриттів гідропідйомними пристроями / Збірник наук. праць "Шляхи підвищення ефективності Будівництва в умовах формування ринкових відносин" вип.24, Частина 1. К. : – КНУБА, 2011. – С. 69-80.

**ДОСЛІДЖЕННЯ ОБЛАСТІ ЗАСТОСУВАННЯ
УТОЧНЕНИХ МОДЕЛЕЙ В ЗАДАЧАХ ДЕФОРМУВАННЯ
ПОКРИТТІВ НА ЖОРСТКІЙ ОСНОВІ**

**THE INVESTIGATION OF AREA APPLICATION OF
REFINED MODELS FOR THE PROBLEMS OF DEFORMATION
OF COATINGS ON AN RIGID FOUNDATION**

**Тинчук С.О., к.т.н., доц., Гуртовий О.Г., к.т.н., доц.
(Національний університет водного господарства та
природокористування, м. Рівне)**

**Tynchuk S.O., Ph.D., associate professor, Gurtovy O.G., Ph.D.,
associate professor (National University of Water Management and Nature
Resources Use, Rivne)**

У статті для дослідження напружено-деформованого стану (НДС) покриттів на жорсткій основі застосовано уточнені моделі беззгинового НДС. Розрахунками підтверджено ефективність і точність методики моделювання беззгинового НДС, яка дозволяє отримати розв'язки, що якісно і кількісно близькі до тривимірних.

The article for research of stress-strain state (SSS) of coatings on a rigid foundation are used refined models of unflexural SSS. The design diagram of a transversely loaded plate is formed by supplementing it with a symmetric one about the contact surface of the foundation. The double-thickness plate obtained becomes loaded bilaterally symmetrically about its median surface. Therefore the SSS of a plate is unflexural. Borders of application of the refined models depending on the physical mechanical characteristics of the plate of coating are investigated. Calculations confirm the efficiency and accuracy of such approach, which allows one to obtain solutions qualitative and quantitatively close to three-dimensional ones.

Ключові слова: уточнена модель, жорстка основа, поперечний зсув, поперечне обтиснення.

Keywords: refined model, rigid foundation, transverse shear, transverse compression.

Оцінка міцності та жорсткості різного роду однорідних та неоднорідних композитних, особливо багат шарових, покриттів зводяться до оцінки їх НДС як плит, що контактують із основою. Це стосується розрахунку дорожнього багат шарового одягу на достатньо жорстких мостових, тунельних та інших конструкціях транспортних споруд, захисних багат шарових покриттів плоских елементів конструкцій та деталей, функціональних покриттів робочих поверхонь різного обладнання, тощо. Тому достовірне визначення НДС багат шарових плит на жорстких основах при дії поперечного навантаження є актуальною задачею.

НДС таких покриттів, зважаючи на їх структурну неоднорідність та відносно низьку поперечну жорсткість окремих шарів, суттєво пов'язаний з впливом деформацій поперечного зсуву та деформацій поперечного обтиснення. Тому актуальною є задача уточненого моделювання НДС плит, яка б враховувала ці види деформацій. Необхідною є також і оцінка точності НДС, отриманого за уточненою моделлю.

Відомі уточнені моделі НДС [1, 2 та ін.], що враховують поперечні зсуви та поперечне обтиснення, зорієнтовані переважно на описання згинового НДС, тоді як у плитах на жорсткій основі переважає беззгинова складова НДС. Отже, потрібна розробка уточненої моделі, яка б з високою точністю описувала беззгинову складову НДС плити на жорсткій основі.

В роботі [3] запропоновано гіпотези та побудована модель беззгинового деформування однорідної та шаруватої плити, яка в поєднанні з моделлю згинового деформування дає результати, що близькі до точного тривимірного розв'язку. В роботах [4, 5] розглянуто структурно-континуальні моделі НДС поперечно навантажених плит, в яких ідея ітераційного моделювання [3] застосована для плит на жорсткій основі.

Метою даної роботи є оцінка точності та доцільності підходів [3-5] до моделювання НДС плит на жорсткій основі в залежності від фізико-геометричних характеристик плит.

У лінійно-пружній постановці розглядається деформування прямокутної багат шарової плити, яка опирається на жорстку основу. Шари плити – ізотропні та трансверсально-ізотропні, довільної, але сталої товщини. Замість реальної конструкції багат шарової плити (рис. 1а) пропонується розглядати

розрахункову схему плити, яка утворена симетричною добудовою відносно поверхні контакту даної плити з основою. Плита буде у цьому випадку двосторонньо симетрично навантаженою відносно серединної поверхні плити, а товщина плити збільшиться вдвоє $H = 2b_n$ (рис. 1б). При цьому контакт плити з основою відповідає умовам проковзування без тертя (рис. 1б). Жорсткий контакт плити з основою пропонується моделювати введенням додаткового абсолютно жорсткого тонкого прошарку h_0 (рис. 1в).

Між шарами плити виконуються умови жорсткого контакту без проковзування. Проте, вводючи тонкі прошарки малої відносної жорсткості, можна без змін у постановці задачі розглядати і інші умови міжшарового контакту.

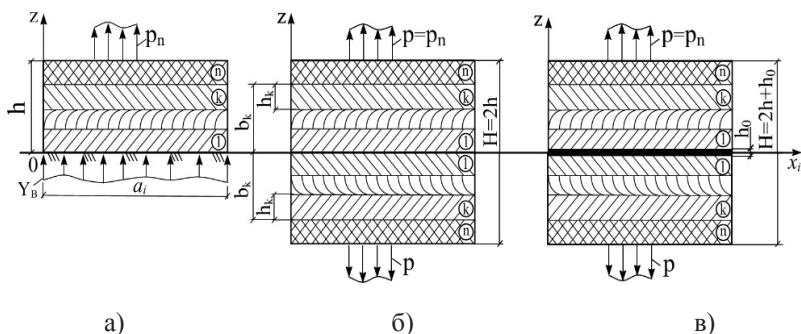


Рис.1. Варіанти оптимізації розрахункової схеми плити

Запропонований підхід дозволяє оптимізувати розглянуту в [4] уточнену модель НДС плити, яка складалася з двох якісно відмінних НДС – згинового і беззгинового. Згинова складова НДС зникає, оскільки НДС в симетричній за структурою плиті при двосторонньому симетричному навантаженні повністю описується беззгиновим НДС. Як наслідок, кількість невідомих функцій і, відповідно, порядок диференціювання розрахункової системи рівнянь в задачі істотно зменшується.

В континуальній моделі [5] компоненти вектора нормальних $u_3^{(k)}$ та тангенціальних $u_i^{(k)}$ зміщень до координатної поверхні $x_1 x_2$ (рис. 1) представлені сумами добутоків гіпотетично заданих степеневих функцій $\psi_t^{(k)}, \psi_{ir}^{(k)}$ поперечної координати z та шуканих функцій γ_t, β_{ir} і v_i координатної поверхні $x_1 x_2$:

$$u_3^{(k)} = \psi_{3t,3}^{(k)}(z)\gamma_t + \psi_{33,3}^{(k)}(z)p; \quad t = \overline{1, 2}; \quad i = \overline{1, 2};$$

$$u_i^{(k)} = v_i - \psi_{3t}^{(k)}(z)\gamma_{t,i} - \psi_{33}^{(k)}(z)p_{,i} - \psi_{ir}^{(k)}(z)\beta_{ir}; \quad r = \overline{1, 4}, \quad (1)$$

де дві функції γ_t моделюють вплив поперечного обтиснення, а вісім функції β_{ir} – вплив поперечного зсуву в четвертому наближенні по кожній змінній x_i , p – функція заданого навантаження. Тут і надалі диференціювання по x_α позначено нижніми індексами після коми, а також виконується підсумовування за нижніми індексами, що повторюються.

Модель (1) зручна в тих задачах, де функція навантаження $p(x_i)$ не має розривів першого і другого роду і тим самим не суперечить принципу нерозривності переміщень $u_\alpha^{(k)}$ і принципом диференціювання функцій. В аналітичних методах розрахунку модель (1) дуже ефективна [5]. Проте в задачах, де функція навантаження має розриви, бажано замінити $p(x_i)$ в (1) невідомою функцією обтиснення. Таким чином, далі реалізується також модель у вигляді:

$$u_3^{(k)} = \psi_{3t,3}^{(k)}(z)\gamma_t; \quad t = \overline{1, 3};$$

$$u_i^{(k)} = v_i - \psi_{3t}^{(k)}(z)\gamma_{t,i} - \psi_{ir}^{(k)}(z)\beta_{ir}. \quad (2)$$

Шукана функція $\gamma_3(x_i)$ – гладка і відповідає умовам нерозривності, як і функції $v_i, \gamma_1, \gamma_2, \beta_{ir}$.

Функції $\psi_{3t}^{(k)}, \psi_{ir}^{(k)}$, що моделюють розподіл зміщень за координатою z , мають вигляд [5]:

$$\psi_{3t,3}^{(k)} = \int_0^z a_{3333}^{(s)} F_t^{(s)} dz; \quad \psi_{33,3}^{(k)} = \int_0^z a_{3333}^{(s)} dz; \quad t = \overline{1, 2}; \quad r = \overline{1, 4};$$

$$\psi_{ir}^{(k)} = -\int_0^z a_{i3i3}^{(s)} f_{ir}^{(s)} dz; \quad \psi_l^{(k)} = \int_0^z \psi_{l,3}^{(s)} dz; \quad s = \overline{1, k}; \quad l = \overline{1, 3}, \quad (3)$$

У виразах (3) функції $F_t^{(k)}(z)$ апроксимують розподіл напруг поперечного обтиснення σ_{33} , а функції $f_{ir}^{(k)}(z)$ – напруг поперечного зсуву σ_{i3} по висоті плити. Вони детально описані в [5].

Для обґрунтування області застосування запропонованих моделей в залежності від розмірів плити досліджено точність розв'язків задачі плоскої деформації однорідної ізотропної плити

($\nu = 0,3$) на жорсткій основі (рис. 2) під дією синусоїдального навантаження $p = p_0 \sin(\pi x_1 / a_1)$. Плита розраховувалась за допомогою чотирьох варіантів уточнених запропонованих моделей, які позначено на рис. 2, 3 і в табл. 1 як $M(C,S)$. Відповідно, $M_1(1,1)$ – оптимізована модель з заданою функцією навантаження (1), в якій утримувалось одна невідома функція поперечного обтиснення $C = 1$, та одна функція поперечного зсуву $S = 1$; $M_1(2,2)$ – модель (1) з $C = 2$, $S = 2$; $M_2(2,2)$ – оптимізована модель (2) без явної функції навантаження при $C = 2$, $S = 2$. $M_3(3,3)$ – загальна модель [4] для схеми на рис. 1а з $C = 3$ та $S = 3$.

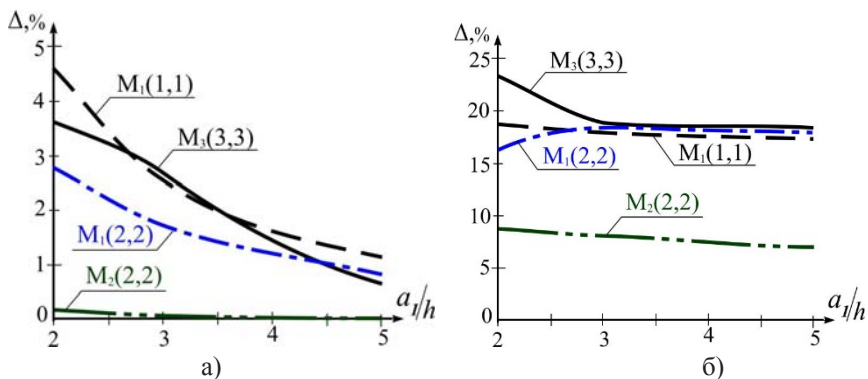


Рис. 2. Відносні похибки в уточнених розв’язках для НДС однорідної ізотропної плити:

а) в нормальних зміщеннях $u_3^\#$; б) в максимальних напругах $\sigma_{11}^\#$

Виконано порівняння з тривимірними розв’язками (T), які отримано за методикою [6]. Введено позначення максимальних відносних зміщень $u_\alpha^\# = u_\alpha^{\max} E / p_0 h$ та максимальних відносних напруг $\sigma_{ii}^\# = \sigma_{ii}^{\max} / p_0$.

Як видно з результатів розрахунку для ізотропної плити (рис. 2) похибки в розрахунках зменшуються із зменшенням відносної товщини h/a_1 . Для максимальних напруг точність моделей дещо гірша, ніж для зміщень (рис. 2). Найкращі результати для ізотропної плити отримані за $M_2(2,2)$ за оптимізованою моделлю (2) з невідомою функцією навантаження, яка дозволяє розраховувати суттєво товсті плити, майже масиви.

Для обґрунтування області застосування уточнених моделей в залежності від фізичних параметрів досліджувався вплив співвідношень пружних характеристик плити на точність розв'язків за моделями (рис.3). Аналізувались розв'язки для квадратної плити на жорсткій основі з крайовими умовами Нав'є під дією синусоїдального навантаження при ковзкому контакті (рис. 3., табл. 1). Матеріал плити трансверсально-ізотропний з $\nu = 0,3$; $\nu'' = 0,1$; $\nu''/E = \nu'/E'$; $a = 3h$ ($a = 1,5H$). Модулі пружності та зсуву в площині ізоотропії E, G , а в перпендикулярному напрямку – E', G' .

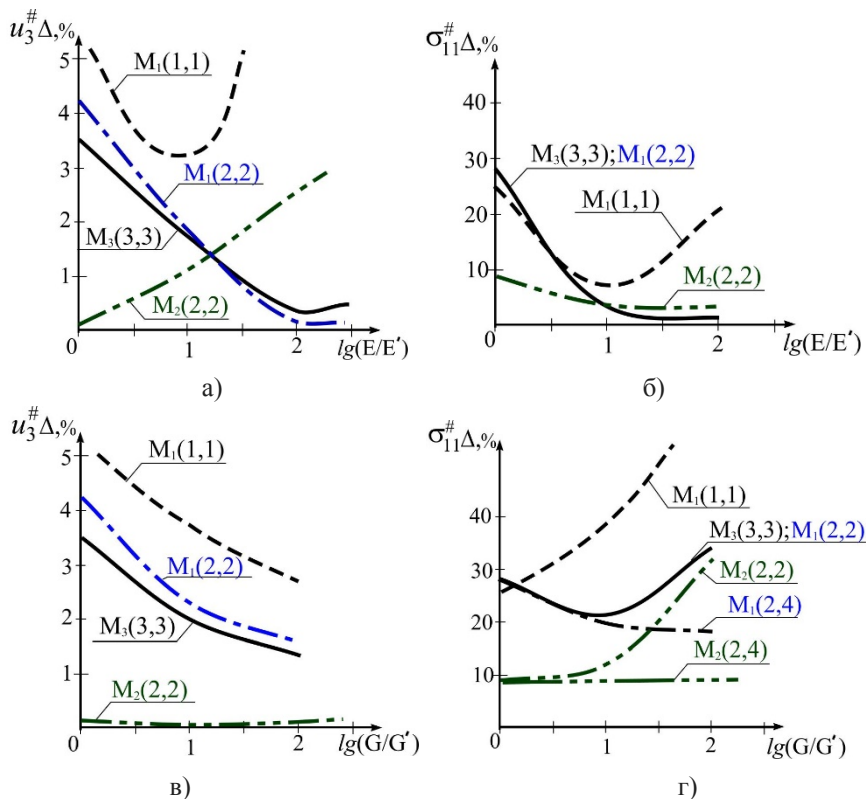


Рис. 3. Відносні похибки в НДС однорідної трансропної плити:
 а), в) для нормальних зміщень $u_3^{\#}$; б), г) для максимальних напруг $\sigma_{11}^{\#}$

Таблиця .1

Порівняння максимальних зміщень $u_3^\#$ та максимальних напруг $\sigma_{11}^\#$ в квадратній плиті з тривимірним розв'язком

Модель	$B1 = 0 ;$ $B2 = 0$		$B1 = 1 ;$ $B2 = 0$		$B1 = 2 ;$ $B2 = 0$		$B1 = 0 ;$ $B2 = 2$	
	$u_3^\#$	$\sigma_{11}^\#$	$u_3^\#$	$\sigma_{11}^\#$	$u_3^\#$	$\sigma_{11}^\#$	$u_3^\#$	$\sigma_{11}^\#$
$M_1(1,1)$ ($\Delta, \%$)	0,906 (6,95)	0,629 (27,2)	6,406 (3,12)	2,245 (6,5)	35,97 (15)	8,40 (22,4)	0,933 (2,73)	0,390 (90)
$M_1(2,2)$ ($\Delta, \%$)	0,883 (4,2)	0,631 (27,5)	6,327 (1,85)	2,190 (3,9)	31,43 (0,74)	6,898 (0,52)	0,922 (1,57)	0,289 (41,2)
$M_2(2,2)$ ($\Delta, \%$)	0,847 (0,08)	0,540 (9,1)	6,279 (1,08)	2,183 (3,55)	30,40 (2,5)	7,069 (3,0)	0,907 (0,07)	0,270 (32)
$M_3(3,3)$ ($\Delta, \%$)	0,877 (3,5)	0,635 (28,4)	6,320 (1,74)	2,189 (3,89)	31,37 (0,54)	6,885 (0,34)	0,920 (1,3)	0,274 (34)
T	0,848	0,495	6,212	2,108	31,98	6,862	0,908	0,205

В таблиці 1 введено позначення: $\lg(E/E') = B1$, $\lg(G/G') = B2$ і для трансверсальної-ізотропії виконується співвідношення $\nu''/E = \nu'/E'$ при $\nu'' = 0,1$. Приймалось $\nu = 0,3$; $\nu' = 0,3$ для $B1 = 0$; $\nu = 0,3$; $\nu' = 0,01$ для $B1 = 1$; $\nu = 0,3$; $\nu' = 0,001$ для $B1 = 2$.

В табл. 1 в дужках показано похибки наближених розв'язків порівняно з тривимірними розв'язками (T). Показано, що в суттєво товстих квадратних плитах, наприклад, з $a/h = 2,5$ чи $a/h = 3$ (табл. 1), при зростанні G/G' необхідно збільшувати кількість функцій поперечного зсуву: при $G/G' < 100$ необхідно дві функції зсуву $S = 2$ у кожному з ортогональних напрямків x_i ; при $100 \leq G/G' \leq 500$ – $S = 3 \div 4$. При зростанні співвідношення E/E' необхідне збільшення кількості функцій поперечного обтиснення: при $E/E' \leq 10$ достатньо використання однієї функції $C = 1$, при $10 \leq E/E' \leq 1000$ потрібно дві функції обтиснення $C = 2$. В плиті з $a/h = 5$ є можливість зменшення кількості невідомих функцій. Відмітимо, що похибки для напруг σ_{11} більші, ніж для зміщень u_α (рис. 3).

Як видно з наведених результатів розрахунку тестових задач, побудована математична модель дозволяє отримувати результати, що якісно і кількісно наближаються до тривимірних розв'язків. Модель можна застосовувати для розрахунку НДС суттєво товстих плит ($a/h = 3$), при широкому діапазоні зміни параметрів відносної трансропії в шарі ($1 \leq E/E' \leq 500$, $1 \leq G/G' \leq 500$).

Потрібно відзначити, що результати розрахунків при використанні оптимізованого підходу до формування розрахункової схеми плити з використанням моделей беззгинового НДС (M_1 , M_2) та за загальною моделлю M_3 , що описує як беззгиновий, так і згиновий НДС в заданій плиті, є досить близькими. Проте оптимізований підхід з моделями M_1 , M_2 дозволяє отримувати достовірні результати при меншій кількості шуканих функцій та при меншому загальному порядку диференціювання розрахункової системи рівнянь.

1. Пискунов В.Г. Об одном варианте неклассической теории многослойных пологих оболочек и пластин / В.Г. Пискунов // Прикладная механика. – 1979. – Т. 15, № 11. – С.76–81.

2. Рассказов А.О. К теории многослойных ортотропных пологих оболочек / А.О. Рассказов // Прикладная механика. – 1976. – Т. 12, № 11. – С. 50 – 56.

3. Гуртовий А.Г. Высокоточное моделирование деформирования слоистых структур / А.Г. Гуртовий // Механика композитных материалов. – 1999. – Т. 35, № 1. – С. 13–28.

4. Гуртовий О.Г. Задача поперечного деформування трансверсально-ізотропної плити при контакті з абсолютно жорсткою основою / О.Г. Гуртовий, С.О. Тинчук // Зб. наук. праць – Вісник УДУВГП – Рівне: УДУВГП. – 2004. – Випуск 2 (26). – с.222-229.

5. Гуртовий А.Г. Безызгибная уточненная модель деформирования многослойных плит на недеформируемом основании / А.Г. Гуртовий, С.А. Тынчук // Механика композитных материалов. – 2006. – Т. 42, № 5. – С. 643–654.

6. Пискунов В.Г. Решение задач статики для слоистых ортотропных плит в пространственной постановке / В.Г. Пискунов, В.С. Сипетов, Ш.Ш. Туйметов // Прикладная механика. – 1990. – Т. 26, № 2. – С.41–49.

**РОЗРАХУНОК СТАЛЕФІБРОБЕТОННИХ ЗГИНАЛЬНИХ
ЕЛЕМЕНТІВ ЗА МІЦНІСТЮ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ**

**CALCULATION STEELFIBERCONCRETE BENDING
ELEMENTS BY THE STRENGTH OF NORMAL CROSS
SECTION**

Ужегов С.О., асистент, Ужегова О.А., к.т.н., доцент, Пасічник Р.В., к.т.н., доцент, Андрійчук О.В., к.т.н., доцент, Дробишинець С.Я., к.т.н., доцент, (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Uzhegov S.O., assistant, Uzhegova O.A., candidate of technical sciences, Pasichnyk R.V. candidate of technical sciences, Andriichuk O.V., candidate of technical sciences, Drobyshynets S.Y. candidate of technical sciences (Lutsk National Technical University, Lutsk)

У роботі досліджувалися нормальні перерізи згинальних сталевібробетонних елементів і наведені формули для визначення їх несучої здатності.

This article describes the steelfiberconcrete as material, the criteria of its reliability and usability with reference to the new state standard. The formula of steelfiberconcrete strength compressive is presented, and the tensile, depending on the possible destruction of a prototype: provided all pulling fiber in one case or only part of pulling fiber break and rest – in another case. In the article were researched normal cross-sections of bending steelfiberconcrete elements and presented the formulas for the determination of their bearing capacity based on deformation model.

Ключові слова: сталевібробетон, деформаційна модель, розрахунок, міцність.

Keywords: steelfiberconcrete, deformation model, calculation, strength.

Сталевібробетон – це композитний матеріал, що складається з бетонної матриці та хаотично розташованих у ній коротких сталевих фібр. Перевагою цього композиту перед бетоном і навіть

залізобетоном є висока питома міцність, підвищена міцність на розтяг, вища тріщиностійкість, підвищена морозостійкість, більша витривалість проти ударних та вібраційних навантажень, стійкість до дії підвищених температур, стійкість щодо стирання тощо [1, 2, 3]. Сталефібробетон відноситься до дисперсно армованих матеріалів, проектування яких означене новим нормативним документом – ДСТУ-Н Б В.2.6-ХХ: 20ХХ [4].

Застосування сталефібробетону дозволяє суттєво інтенсифікувати виробничі процеси у будівництві, знизити трудозатрати на арматурні роботи, сумістити технологічні операції з приготування суміші та армування, збільшити довговічність конструкцій, знизити експлуатаційні витрати.

Для забезпечення вимог безпеки конструкції зі сталефібробетону повинні мати такі початкові властивості, щоб з необхідним ступенем надійності для різних розрахункових ситуацій у процесі будівництва і експлуатації будівель та споруд була виключена можливість руйнування будь-якого характеру або порушення експлуатаційної придатності [4].

Для забезпечення вимог експлуатаційної придатності сталефібробетонні конструкції повинні мати такі початкові властивості, щоб з належним ступенем надійності для різних розрахункових впливів не утворювалися або надмірно не розкривалися тріщини, а також не виникали надмірні переміщення, коливання та інші пошкодження, які ускладнюють нормальну експлуатацію (порушення вимог комфорту щодо перебування людей, до зовнішнього вигляду конструкції, технологічних вимог за умов нормальної роботи обладнання, механізмів, конструктивних вимог щодо спільної роботи елементів та інших вимог, встановлених для проектування) [4].

При проектуванні сталефібробетонних елементів конструктор повинен гарантувати їх надійність, безпеку, експлуатаційну придатність, довговічність за рахунок виконання: вимог до бетону та його складових; вимог до сталевих фібри; вимог до розрахунків конструкцій; технологічних вимог; вимог щодо експлуатації; вимог щодо межі вогнестійкості конструкцій.

Сталефібробетон – порівняно новий матеріал, тривають експериментальні й теоретичні дослідження з вивчення його фізико-механічних характеристик, надійності, довговічності, розробляють методи розрахунку. Цей композитний матеріал

досліджували відомі вчені і науковці: Д.С.Аболіньш, Є.М. Бабич, А.Я.Барашиков, В.В.Білозір, Г.В.Гетун, О.П.Кричевський, А.Н.Куліков, Є.Ф.Лисенко, Ф.Н.Рабінович, А.В.Сопільняк, О.П.Сунак, Р.О.Ейзеншмідт, Д.П.Ромуальді, Р.Н.Свемі, Д.І.Ханант та інші.

Розрахунок конструкцій зі сталевібробетону слід виконувати за граничними станами, як правило, з урахуванням класу відповідальності будівель і споруд та категорій відповідальності конструктивних елементів згідно з ДБН В.1.2-14 та ДСТУ Б В.2.6-156, мінливості властивостей матеріалів, навантажень та впливів, геометричних характеристик, строку експлуатації і умов роботи конструкцій.

Розрахунок конструкцій зі сталевібробетону повинен гарантувати необхідний ступінь надійності від досягнення граничних станів на стадіях виготовлення, транспортування, зведення і експлуатації.

Надійність конструкцій зі сталевібробетону при проектуванні забезпечується розрахунками із застосуванням розрахункових значень навантажень і впливів, розрахункових значень характеристик матеріалів, що визначаються за допомогою часткових коефіцієнтів надійності до відповідних характеристичних значень з урахуванням ступеня відповідальності будівель і споруд.

Характеристичні значення навантажень і впливів, коефіцієнтів сполучень, коефіцієнтів надійності за навантаженнями приймають згідно з ДБН В.1.2-2, а коефіцієнти відповідальності відповідно до ДБН В.2.2-14.

Розрахунок сталевібробетонних конструкцій виконують на основі розрахункових ситуацій, які характеризуються розрахунковою схемою (моделлю) конструкції та відповідними до ситуації сполученнями навантажень і впливів, включаючи вплив навколишнього середовища.

Несучу здатність сталевібробетонних елементів на дію згинальних моментів та поздовжніх сил визначають, виходячи з таких передумов:

– для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті;

– зв'язок між напруженнями та деформаціями сталевібробетону приймається у вигляді діаграми як на рис. 6.1 у держстандарті [4, п.6.2.5].

За критерій вичерпання несучої здатності фібробетонного перерізу приймається руйнування розтягнутого фібробетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень

$$\varepsilon_{cftu} = -1,8f_{cftd}/E_{cd}.$$

Розрахунок виконується за нелінійною деформаційною методикою, сутність якої полягає у тому, що ураховується приріст не зусиль (дій), а деформацій у перерізі.

Розрахунковий опір сталеві фібробетону на стиск f_{cd} приймається рівним розрахунковому опору бетону матриці.

Розрахунковий опір сталеві фібробетону на розтяг f_{cftd} визначають залежно від класу бетону матриці за міцністю на стиск, форми і розмірів перерізу елемента, а також від типу використаної фібри.

Міцність сталеві фібробетону при стиску визначають за формулою:

$$f_{sfb} = f_{cd} + k_n^2 \varphi_f \mu_{fv} f_f, \quad (1)$$

де f_{cd} – опір бетону матриці на осьовий стиск; k_n – коефіцієнт, що враховує роботу фібр у перерізі, перпендикулярному до зовнішнього стискуючого навантаження; φ_f – коефіцієнт ефективності фібрового армування; μ_{fv} – коефіцієнт об'ємного фібрового армування; f_f – опір фібр розтягу.

Міцність сталеві фібробетону при розтягу залежить від можливого варіанту руйнування дослідного зразка – в одному випадку всі фібри висмикуються, а в іншому – частина висмикується, інші рвуться. Тому застосовують різні розрахункові формули:

в першому випадку, при $l_{f,an} > l_f/2$ міцність сталеві фібробетону на розтяг визначають за формулою:

$$f_{sfb,t} = m_2 f_{cd} [(k_{02} \mu_{fv} l_f) / (4 \eta d_f) + 0,08 - 5,5 \mu_{fv}], \quad (2)$$

а в другому випадку, при $l_{f,an} < l_f/2$ міцність сталеві фібробетону на розтяг визначають за формулою:

$$f_{sfb,t} = m_1 [(k_{02} \mu_{fv} f_f) / (1 - l_{f,an} / l_f) + f_{cd} (0,08 - 5,5 \mu_{fv})], \quad (3)$$

де $l_{f,an}$ – мінімальна довжина анкерування фібр у бетоні, що відповідає їх обриву при висмикуванні, мм, і обчислюється за формулою:

$$l_{f,an} = (\eta d_f f_f) / f_{cd};$$

m_1 – коефіцієнт, що приймається рівним 1,1 для фібр з анкерами

і рівним 1,0 для фібр без анкерів;

m_2 – коефіцієнт умов роботи фібр, становить 1,2;

d_f – діаметр фібр, мм; l_f – довжина фібр, мм;

k_{02} – коефіцієнт орієнтації фібр відносно напрямку головних розтягувальних напружень;

η – характеристика зчеплення фібр з бетоном.

Розглянемо розрахункову схему нормального перерізу згинального сталевібробетонного елемента (рис. 1), де покажемо внутрішні зусилля, напруження на межі граничного стану і відповідні деформації.

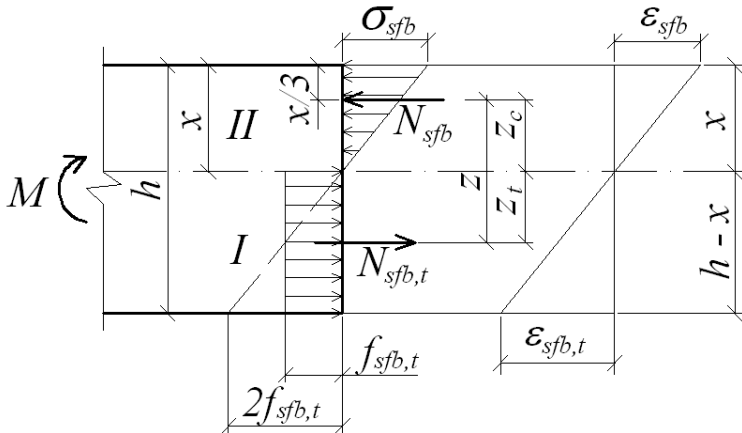


Рис. 1. Розрахункова схема нормального перерізу сталевібробетонного згинального елемента

У перерізі виникає внутрішня пара сил:

$$N_{sfb} = N_{sfb,t}; \quad (4)$$

у нижній розтягнутій частині перерізу (I) виникає сила (b – ширина перерізу):

$$N_{sfb,t} = (h - x) b f_{sfb,t}; \quad (5)$$

у стиснутій частині перерізу (II) виникає стискуюче зусилля:

$$N_{sfb} = 0,5 b x \sigma_{sfb}. \quad (6)$$

Якщо прирівняти праві частини виразів (5) і (6), то отримаємо:

$$0,5bx\sigma_{sfb} = (h - x)bf_{sfb,t}; \quad (7)$$

звідки можна визначити напруження у стиснутій частині перерізу:

$$\sigma_{sfb} = 2(h - x)f_{sfb,t}/x. \quad (8)$$

Максимальний згинальний момент, який здатен сприйняти елемент можна записати відносно осі, що проходить через центр розтягнутої частини перерізу:

$$M_I = N_{sfb} z, \quad (9)$$

або через центр стиснутої частини перерізу:

$$M_{II} = N_{sfb,t} z, \quad (10)$$

тут z – плече внутрішньої пари сил (рис.1), яке становить

$$z = z_c + z_t, \quad (11)$$

$$\text{де } z_t = \frac{h - x}{2}; \quad z_c = \frac{2}{3}x.$$

Якщо підставити у рівняння (9) значення (6), (8) з урахуванням (11), то несуча здатність перерізу становитиме:

$$\begin{aligned} M = M_I = N_{sfb} z &= \frac{1}{2}bx\sigma_{sfb}z = \frac{1}{2}bx \frac{2(h - x)f_{sfb,t}}{x} \left(\frac{h - x}{2} + \frac{2}{3}x \right) = \\ &= f_{sfb,t}b(h - x) \left[\frac{h - x}{2} + \frac{2}{3}x \right]. \end{aligned} \quad (12)$$

Висоту стиснутої зони x визначають з умови рівноваги (7).

Наведені залежності застосовують за умови настання граничного стану. Якщо навантаження не досягають граничних значень, то слід скористатися не фізичною моделлю, а дійсними діаграмами деформування сталевібробетону.

1. Сунак О.П., Сунак П.О. Оцінювання надійності сталевібробетонних елементів. Монографія. – Луцьк: ЛДТУ, 2001. – 142 с.
2. Бабич Є.М., Дробішинець С.Я. Робота і розрахунок згинальних сталевібробетонних елементів. Монографія. – Луцьк: ЛНТУ, 2012. – 194 с.
3. Андрійчук О.В., Бабич Є.М. Сталевібробетонні безнапірні труби. Монографія. – Луцьк: РВВ Луцького НТУ, 2012. – 150 с.
4. ДСТУ- Н Б В.2.6-XX: 20XX. Конструкції будинків і споруд. Дисперсноармовані залізобетонні конструкції. Настанова з проектування та виконання робіт. – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 49 с.

**ДО РОЗРАХУНКУ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗГИНАЛЬНИХ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

**CALCULATION OF SLOPING CROSS-SECTIONS OF
BENDING REINFORCED CONCRETE ELEMENTS**

**Ужегова О.А., к.т.н., доцент, Ротко С.В., к.т.н., доцент,
Задорожнікова І.В., к.т.н., доцент, Ужегов С.О., асистент, (Луцький
національний технічний університет, м. Луцьк)**

**Uzhegova O.A., candidate of technical sciences, associate professor,
Rotko S.V., candidate of technical sciences, associate professor,
Zadorozhnikova I.V., candidate of technical sciences, associate professor,
Uzhegov S.O., assistant, (Lutsk National Technical University, Lutsk)**

У статті наведені деякі положення щодо проектування похилих перерізів залізобетонних елементів на основі деформаційної моделі, відповідно до чинних будівельних норм України, гармонізованих до Eurocode-2.

Calculation of sloping cross-sections of bending elements performed on the basis of general deformation model in accordance with applicable building codes of Ukraine harmonized to Eurocode-2. It perform in order to determine the need to install the transverse reinforcement or to determine the collar's step and diameter. Resistance of sloping cross-section of reinforced concrete element with joint action of bending moment and transverse force is determined from equilibrium conditions, joint deformations and diagrams of concrete deformation considering plane and stressed state.

In this article presented the complex algorithm for calculating sloping cross-sections and an example of beam calculation and design using transverse reinforcement.

Ключові слова: залізобетон, деформаційна модель, похилі перерізи, міцність, робоча арматура.

Keywords: reinforced concrete, deformation model, sloping cross-sections, strength, working reinforcement.

Розрахунок похилих перерізів згинальних елементів здійснюють на основі загальної деформаційної моделі з метою визначення необхідності встановлення поперечної арматури або для визначення кроку та діаметра хомутив.

Опір похилого перерізу залізобетонного елемента спільній дії згинального моменту та поперечної сили визначають з умов рівноваги, спільних деформацій та діаграми деформування бетону з урахуванням плоского напруженого стану. Критерієм вичерпання несучої здатності похилого перерізу є досягнення деформаціями стиснутого бетону над похилою тріщиною в напрямку головних стискуючих напружень граничних значень.

Опір похилого перерізу з поперечним армуванням V_{Rd} визначається із застосуванням таких величин [1, п. 6.2]:

$V_{Rd,c}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти похилий переріз без армування (бетон) – розрахунковий опір бетону зсуву;

$V_{Rd,s}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти поперечна арматура на межі текучості;

$V_{Rd,max}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти похилий переріз, обмежене руйнуванням умовної стиснутої смуги;

V_{Ed} – розрахункове значення поперечної сили у певному перерізі (рис.1) від дії зовнішнього навантаження і попереднього напруження, якщо таке є.

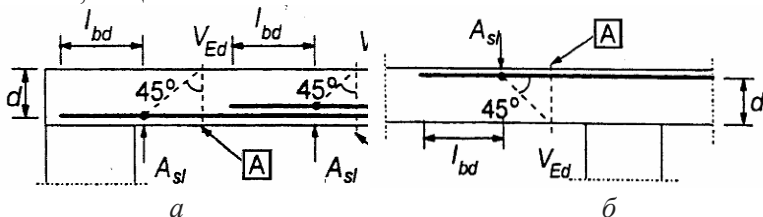


Рис. 1. До розрахунку похилих перерізів: *a* – за умови вільного опирання; *б* – для проміжних опор нерозрізних балок

Для елементів з похилими поясами додатково вводять величини:

V_{ccd} – розрахункове значення компонента зсуву зусилля стиску за наявності похилих стиснутих поясів;

V_{td} – розрахункове значення компонента зсуву зусилля у розтягнутій арматурі за наявності похилих розтягнутих поясів.

Якщо виконується умова $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, то це означає, що лише бетонний переріз цілком сприймає внутрішні поперечні зусилля і абсолютно нема потреби ставити поперечну арматуру за розрахунком. У цьому випадку повинна бути встановлена мінімальна кількість поперечної арматури за мінімальним відсотком поперечного армування [1, п. 6.2]:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

Розрахункову величину опору зсуву бетону ребра перерізу $V_{Rd,c}$ визначають за умовою [2, п. 4.6.2]:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_I\sigma_{cp}]b_w d \geq (V_{min} + k_I\sigma_{cp})b_w d,$$

Н,

де $C_{Rd,c}$ – рекомендується приймати рівним $0,18/\gamma_c$;

f_{ck} – характеристичне значення міцності бетону на стиск, МПа;

k – емпіричний коефіцієнт, $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$, тут d в мм;

ρ_l – коефіцієнт армування перерізу поздовжньою розтягнутою арматурою A_{sl} у перерізі, де визначають силу V_{Ed} , (рис. 1);

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w d) \leq 0,02;$$

A_{sl} – площа розтягнутої поздовжньої арматури, яка подовжується на відстань не меншу від $(l_{bd} + d)$ за переріз, що розглядається (рис. 1);

b_w – найменша ширина поперечного перерізу у розтягнутій зоні;

σ_{cp} – середнє напруження від обтиску перерізу поздовжньою силою N від зовнішніх навантажень або силою натягу P попередньо напруженої арматури, МПа,

$$\sigma_{\tilde{n}\delta} = N_{Ed}/A_c < 0,2f_{cd};$$

N_{Ed} – осьова сила у поперечному перерізі, викликана навантаженням або попереднім напруженням, Н ($N_{Ed} > 0$ при стиску). Впливом прикладених деформацій на N_{Ed} можна знехтувати;

A_c – площа поперечного перерізу бетону, мм²;

k_I – коефіцієнт, $k_I = 0,15$; $V_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$.

Якщо згинальний елемент без попередньо напруженої арматури і поздовжня сила N відсутня, то наведена формула дещо спрощується, тому поперечна сила, яку сприймає переріз

залізобетонного елемента без поперечної арматури визначається з умови:

$$V_{Rd,c} = 0,12k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d \geq V_{min}, \text{ Н.}$$

Якщо умова $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ не виконується, то це означає, що в похилих перерізах утворюватимуться тріщини. Щоб цього уникнути, розтягуючі зусилля має сприймати поперечна арматура вертикальна або похила (відігнуті стержні). При великих значеннях V_{Ed} доводиться одночасно встановлювати і вертикальні і похилі стержні. Смуга бетону між сусідніми похилими тріщинами працює на стиск. Кут нахилу стиснутих смуг ϵ в межах $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ (за таких умов $0,4 \leq \tan\theta \leq 1; 2,5 \geq \cot\theta \geq 1$).

Для розрахунку елементів із поперечною арматурою разом із загальною деформаційною моделлю норми [1, 2] рекомендують використовувати "фермову" модель (рис. 2). Це пояснюється тим, що у згинальному елементі існують горизонтальні стиснуті (вгорі) та розтягнуті (внизу) смуги, стиснуті похилі смуги (кісці) між похилими тріщинами (розтягнутими ділянками). Зусилля в елементах "фермової" моделі визначають за правилами будівельної механіки.

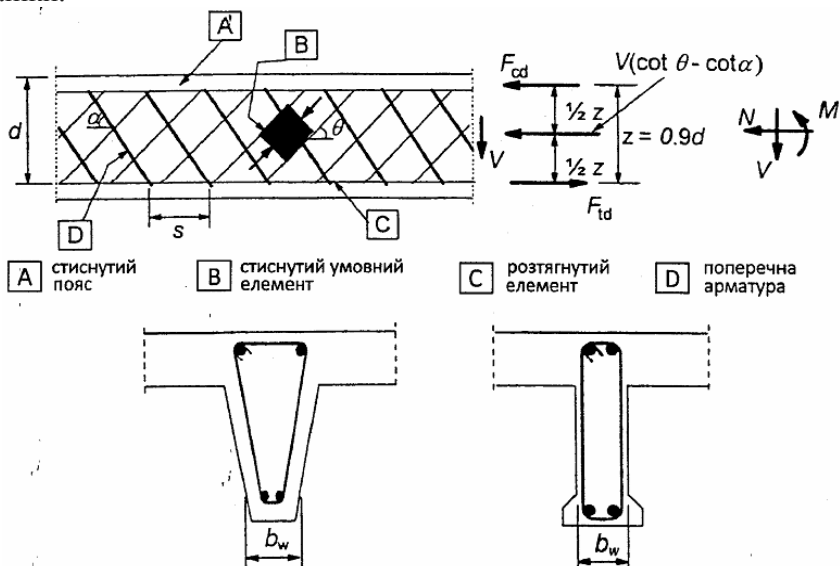


Рис. 2. Застосування "фермової" моделі до розрахунку похилих перерізів

На рис. 2 позначено α – кут між поперечною арматурою і віссю балки, перпендикулярної до поперечної сили;

θ – кут між стиснутим бетонним умовним елементом і віссю балки, перпендикулярної до поперечної сили (кут нахилу стиснутої смуги); граничні величини $\cot \theta$ обмежують $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$;

F_{td} – розрахункова величина зусилля розтягу у поздовжній арматурі;

F_{cd} – розрахункова величина зусилля стиску бетону в напрямку поздовжньої осі елемента;

b_w – мінімальна ширина між розтягнутим і стиснутим поясами;

z – плече внутрішньої пари сил для елемента з постійною висотою перерізу, яка відповідає згинальному моменту в елементі. При розрахунку на зсув залізобетонних елементів за відсутності осьової сили приймають $z = 0,9d$.

Для елементів з вертикальною поперечною арматурою опір зсуву перерізу визначають за формулами [2, п. 4.6.3], причому, приймають менше з отриманих значень:

$$V_{Rd,w} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta ; \quad V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} ,$$

де A_{sw} – площа поперечного перерізу поперечної арматури;

s – крок поперечних стержнів;

f_{ywd} – розрахунковий опір текучості поперечної арматури;

v_1 – коефіцієнт зменшення міцності бетону з тріщинами при зсуві, який визначають за виразом: $v_1 = 0,6 (1 - f_{ck} / 250)$, f_{ck} в МПа;

α_{cw} – коефіцієнт, що враховує рівень напружень у стиснутому поясі.

Якщо розрахункові напруження у поперечній арматурі становлять менше 80% від характеристичних напружень текучості f_{yk} , то v_1 можна приймати: $v_1 = 0,6$ для бетону з $f_{ck} \leq 60$ МПа.

Рекомендована величина α_{cw} є наступною:

$$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} \quad \text{при } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd};$$

$$\alpha_{cw} = 1,25 \quad \text{при } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd};$$

$$\alpha_{cw} = 2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{при } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0 f_{cd},$$

де σ_{cp} – середнє напруження стиску, прийняте зі знаком " + " у бетоні, викликане осьовою силою.

Якщо $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$, то площу вертикальної поперечної арматури можна обчислити за формулою $A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{0,8 f_{ywk} z \cdot \cot \theta}$.

Максимальну приведену площу перерізу поперечної арматури $A_{sw,max}$ при $\cot \theta = 1$ визначають за умовою:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} \nu_1 f_{cd}$$

Мінімальне значення площі поперечного перерізу поперечної арматури

$$A_{sw,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} s_w b_w$$

Максимальне значення площі поперечного перерізу поперечної арматури

$$A_{sw,max} \leq \frac{0,5 \alpha_{cw} \nu_1 f_{cd} b_w s}{f_{yd}}$$

Рекомендовані кроки поперечної вертикальної арматури – 100, 125, 150, 200, 250 мм. Максимальний крок поперечної вертикальної арматури $s_{w,max} = 0,75 d$, мм.

Розглянемо приклад розрахунку на основі викладеної теорії.

Підібрати поперечне армування (діаметр та крок поперечної вертикальної арматури) зі стержнів класу А400С ($f_{ywd} = 285$ МПа; $f_{ywk} = 310$ МПа); у нерозрізній балці таврового профілю $b_w \times h = 300 \times 500$ мм у перерізах в межах проміжної опори. Балка виготовлена з бетону класу С20/25, $f_{cd} = 14,5$ МПа; $f_{ck} = f_{ck,prism} = 18,5$ МПа; армована поздовжньою ненапруженою арматурою 4Ø25А400С ($f_{yd} = 365$ МПа) в нижній частині перерізу у прольотах, а у верхній частині балки на опорі арматура 2Ø22А400С + 2Ø25А400С (рис. 3). Максимальна поперечна сила у розрахунковому перерізі $V_{Ed} = 250$ кН. З урахуванням захисного шару бетону: $a = 25 + 25/2 = 38$ мм. Площа робочої поздовжньої арматури опорної ділянки 2Ø22А400С + 2Ø25А400С за сортаментом становитиме

$$A_s = 759,9 + 981,3 = 1741,2 \text{ мм}^2; \sigma_{cp} = 0; \alpha_{cw} = 1.$$

1.	$d = h - a = 500 - 38 = 462 \text{ мм}$
2.	$\rho_l = A_{sl} / b_w d = 1741,2 / (300 \times 462) = 0,0126$
3.	$\rho_l = 0,0126 < 0,02$, умова виконується
4.	$\sigma_{cp} = 0$
5.	$k_I = 0,15$
6.	$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/462} = 1,66$
7.	$k = 1,66 < 2,0$, умова виконується
8.	$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_I \sigma_{cp}] b_w d =$ $= 0,1385 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d =$ $= 0,1385 \cdot 1,66 \cdot (100 \cdot 0,0126 \cdot 18,5)^{1/3} \cdot 300 \cdot 462 =$ $= 91026,6 \text{ Н} = 91,03 \text{ кН}.$
9.	$V_{Ed} = 250 \text{ кН} \geq V_{Rd,c} = 91,03 \text{ кН}$, умова виконується. Отже, потрібен розрахунок поперечної арматури.
10.	$v = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 (1 - 18,5 / 250) = 0,556 < 0,6$
11.	Задаються найменшим кутом нахилу стиснутих смуг $\theta = 21,8^\circ$. Тоді $\tan \theta = 0,4$, а $\cot \theta = 2,5$ і $\cot^2 \theta = 6,25$
12.	$z = 0,9d = 0,9 \cdot 462 = 415,8 \text{ мм}$
13.	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} =$ $= \frac{1 \cdot 300 \cdot 415,8 \cdot 0,556 \cdot 14,5}{2,5 + 0,4} = 346777 \text{ Н} = 346,8 \text{ кН}$
14.	Умова $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$ виконується, бо $346,8 \text{ кН} > 250 \text{ кН}$.
15.	Призначаємо крок поперечної арматури з конструктивних міркувань: $s \leq 0,5h$; $s \leq 150 \text{ мм}$; $s \leq s_{w,max} = 0,75 d$ мм. Отже, $s = 150 \text{ мм}$
16.	$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{0,8 f_{yw} \cdot z \cdot \cot \theta} = \frac{250 \cdot 10^3 \cdot 150}{0,8 \cdot 310 \cdot 415,8 \cdot 2,5} = 145,5 \text{ мм}^2$

17.	$A_{sw,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} s_w b_w = \frac{0,08\sqrt{18,5}}{400} 150 \cdot 300 = 38,7 \text{ мм}^2$
18.	$A_{sw,max} = \frac{0,5\alpha_{cw} \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{yd}} =$ $= \frac{0,5 \cdot 1 \cdot 0,556 \cdot 14,5 \cdot 300 \cdot 150}{365} = 497 \text{ мм}^2$
19.	$A_{sw,min} \leq A_{sw} \leq A_{sw,max}$, умова виконується, бо $38,7 \text{ мм}^2 < 145,5 \text{ мм}^2 < 497 \text{ мм}^2$
20.	Підбір поперечної арматури за $A_{sw} = 145,5 \text{ мм}^2$ $4\phi 8A400C$ $A_{sw,факт} = 201 \text{ мм}^2$. Конструювання перерізу виконане на рис. 3.

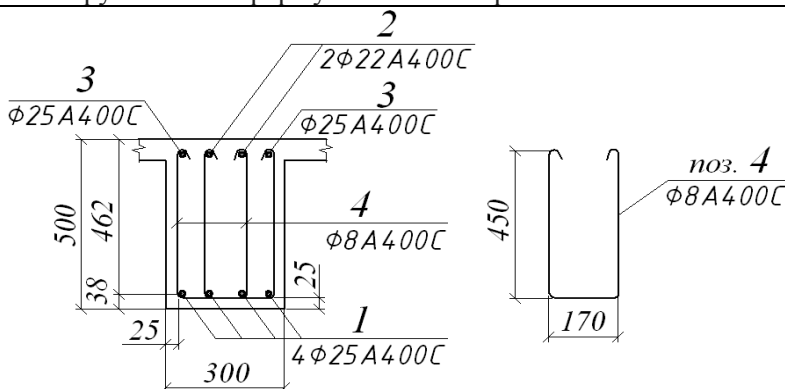


Рис. 3. Арматування перерізу балки поперечною вертикальною арматурою: 1, 2, 3 – поздовжня арматура; 4 – поперечна арматура

5. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України: ДБН В.2.6-98:2009. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.

6. ДСТУ Б В.2.6.-156: 2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування / Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.

7. 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.

8. Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморгалов Д.В. Розрахунок за міцністю перерізів, нормальних та похилих до поздовжньої осі, згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009. – К.: КНУБА, 2012. – 62 с.

ЗАЛІЗОБЕТОННІ БАЛКИ ПІДСИЛЕНІ ЗОВНІШНЬОЮ СИСТЕМОЮ САМОРЕГУЛЮВАННЯ

REINFORCED CONCRETE BEAMS STRENGTHENED BY OUTER SYSTEM OF SELF-REGULATING

Чеканович М.Г., к.т.н, проф., Романенко С.М., ст. викладач, Андрієвська Я.П. аспірант. Херсонський державний аграрний університет, м. Херсон, Україна

Chekanovich M.G., Ph.D., professor, Romanenko S.M. post-graduate student, Andrievska Y.P. post-graduate student, Kherson State Agricultural University.

У статті розглянуто зовнішнє підсилення залізобетонних балок. Запропоновано підхід для раціонального вибору способу підсилення.

The article describes a method for creating the prestressing beams, which would help increase the bearing capacity of the element by changing his stressing state, and allowed to control the level of compression depending of the load. The proposed designs solution regulated-intense beam that contains a tendons, mounted on the ends of the beam interacting in the middle of the tensioning element rests on the bottom zone of the transverse external armature interacting in zones leaning beams with upper and lower its facets, and middle of interacting with delay. Transverse reinforcement stretched, flexible and mirror symmetrically located in the areas with a slope leaning beams at an acute angle to the top of her face, turned to the supports beams. During external load the beam is deformable and clamp element rejects tendons down on value of the maximum deflection at two points. Significantly increased efforts in tendons tension that pulls to mid-gain external transverse reinforcement, mounted on the top and bottom fiber beams on the support zone.

Ключові слова: горизонтальна затяжка, переріз, напруження, деформації, міцність

Keywords: horizontal tendons, cross-section, stress, strain, strength.

Після тривалої експлуатації значна частина будівель і споруд в Україні потребує підсилення, удосконалення та модернізації. Це пояснюється збільшенням фізичного навантаження на них, зміною нормативних вимог щодо навантажень і впливів, наприклад, снігового навантаження, пошкодженнями через різні впливи протягом тривалого часу експлуатації, збільшенням корисного навантаження, що може призводити до передчасного утворення тріщин та недопустимого їх розкриття. Як наслідок можемо мати недостатню несучу здатність і жорсткість. У більшості випадків доцільним з економічної точки зору є підсилення конструкції будівель та споруд.

Відомим методом збільшення несучої здатності елементів на дію згинальних моментів є застосування горизонтальних попередньо напружених зтяжок, розташованих вдовж нижньої фібри згинаного елемента. Зтяжка дозволяє створити достатній обтиск балки. Попередньо напружені зтяжки традиційно бувають трьох видів: горизонтальні, шпренгельні та комбіновані [1-4]. Зовнішню арматуру у вигляді горизонтальної зтяжки застосовують в основному для сприйняття згинальних моментів та збільшення, відповідно, несучої здатності конструкції. При підсиленні шпренгельними і комбінованими зтяжками, окрім вище наведених зусиль, на елемент діють додаткові розвантажуючі зусилля в місцях перегинів тяжів, які взаємодіють з балкою. Згинані елементи залізобетонних конструкцій із зовнішнім армуванням у вигляді зтяжки перетворюються на позацентрово стиснуті, змінюючи одночасно свою початкову конструктивну схему. Науковою та конструкторсько-технологічною основою застосування таких напружених конструкцій у будівництві є дослідження Г.І. Бердичівського, А.А. Гвоздева, А.Б. Голишева, Ф. Леонгардта, Е.Г. Ратца, Е. Фрейсіне, В.В. Михайлова, А.Л. Шагіна, Є.М. Бабіча, А.М. Бамбури, Н.М. Онуфрієва, Ф.Є. Клименко, В.Г. Кваші, Л.Н. Фомиці та ін. У роботах запропоновані і досліджені ефективні способи підсилення, попереднього напруження залізобетонних конструкцій. Проведений аналіз існуючих досліджень показує, що до ефективних методів підсилення конструкцій є спосіб локального попереднього напруження [5], що дозволяє виконувати попереднє напруження в будівельних умовах як для збірних так і для монолітних залізобетонних згинаних елементів. Відомі також конструкції балок, що містять залізобетонне тіло і зтяжку,

закріплену по кінцях на балці, взаємодіючу посередині з натяжним елементом, що опирається на нижню грань балки, і поперечну арматуру, розташовану у приопорних зонах балки [6]. При цьому залізобетонна балка має невисоку міцність, жорсткість і тріщиностійкість; потребує значного попереднього напруження зовнішньої арматури, що може викликати утворення тріщин в її тілі, неефективно працює при навантаженні через неможливість саморегулювання напружень. Відомі регульовано-обтиснені залізобетонні балки, що містить залізобетонне тіло і зтяжку, закріплену по кінцях на балці і взаємодіючу посередині з натяжним елементом, що опирається на нижню грань балки і поперечну зовнішню арматуру, взаємодіючу у приопорних зонах балки з верхньою і нижньою її гранями, а в середній частині взаємодіючу з зтяжкою [7]. До недоліків можна віднести значну масу і матеріаломісткість системи зовнішнього підсилення, так як її елементи в приопорних зонах працюють на згин і потребують високої жорсткості; складність і недостатню надійність системи підсилення через складну шарнірну поворотну систему; неможливість саморегулювання напружень системою підсилення з простими і надійними нерухомими з'єднаннями гнучких елементів при зовнішньому навантаженні балки, що прискорює знос системи підсилення; значні габарити підсиленої балки через розташування натяжного елемента під нижньою гранню балки посередині прольоту і через розміщення елементів підсилення на торцях балки, що потребує забезпечення невиправданих зазорів навколо балки і утруднює використання її для практики.

Постановка мети і задач досліджень. Завданням роботи є створення саморегульованих, простих і надійних, жорстких, тріщиностійких і міцних конструкцій балок, що ефективно підсилюються при дії на них зовнішнього навантаження шляхом раціонального перерозподілу напружень між стисненою та розтягнутою зонами при зменшенні габаритів, а саме робочої висоти підсиленої конструкції, звільнення торців балкових конструкцій від елементів систем підсилення, заміни важких і матеріаломістких елементів системи підсилення в приопорних зонах, що працюють на згин на легкі гнучкі елементи, що працюють на розтяг.

Методика досліджень. Запропоноване конструктивне рішення регульовано-напруженої балки, яка містить залізобетонне тіло і

затяжку, закріплену по кінцях на балці, взаємодіючу посередині з натяжним елементом, що опирається на нижню грань балки, і поперечну зовнішню арматуру, взаємодіючу у приопорних зонах балки з верхньою і нижньою її гранями, а в середній частині взаємодіючу з затяжкою. Поперечна арматура розтягнута, гнучка і розташована дзеркально симетрично в приопорних зонах балки з нахилом поздовжньої осі балки. Поперечна арматура балки, закріплена одним кінцем на верхній грані балки ближче до її середини з обмеженням зміщення до середини, а іншим кінцем на нижній грані балки ближче до її опор з обмеженням зміщення до опор і з можливістю поздовжнього розтягу верхньої грані балки і обтиску нижньої її грані та поперечного стиску приопорних зон. В середній частині поперечна арматура взаємодіє з затяжкою.

Під зовнішнім навантаженням балка деформується і натяжний елемент відхиляє затяжку донизу на величину максимального прогину у двох точках. Суттєво зростає зусилля розтягу в затяжці, яка стягує до середини зовнішню поперечну арматуру підсилення, закріплену на верхній і нижній фібрах балки в її приопорних зонах. Поперечна арматура розтягується. Через похиле розташування зовнішньої поперечної арматури з обов'язковим збереженням гострого кута до верхньої грані балки, їй надається умовно парадоксальне зусилля розтягу верхній стисненій грані балки, що розвантажує і зміцнює стиснену зону балки. Зміна напрямку дії сили від затяжки на стиск балки виконана за рахунок локального обтиску балки поперечною похилою арматурою. Через це сила натягу нижньої ділянки поперечної зовнішньої арматури значно більша, ніж верхньої. В результаті обтиск нижньої розтягнутої зони балки значно вищий, ніж розтяг верхньої стиснутої зони, що значною мірою компенсує низьку міцність бетону на розтяг. Взаємозв'язок поздовжньої арматури - затяжки і поперечної арматури забезпечує саморегулювання напружень, а застосування натяжного елемента сприяє більш чутливому реагуванню системи підсилення на зміну зовнішнього навантаження. Застосування розтягнутих елементів в системі підсилення суттєво знижує її матеріаломісткість і підвищує надійність як самої системи підсилення, так і балки в цілому.

Для раціонального проектування підсилення запропонована розрахункова схема щодо розгляду схем підсилення балки з

варіюванням величини сил P_i , P'_i та кутом нахилу їх розташування α_i до балки.

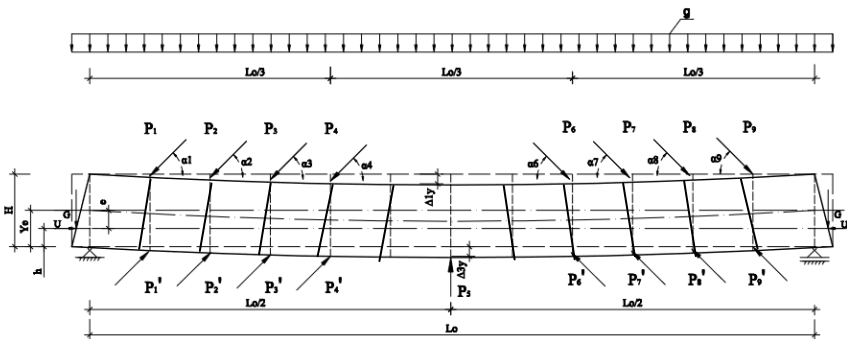


Рис.1. Розрахункова схема підсилення балки з варіюванням величини сил P_i , P'_i і кута їх прикладання.

Після обробки математичної моделі були розроблені прикладні схеми підсилення залізобетонної балки з використанням тяжів та затяжки [7] наведені на рис.2 та на рис.3

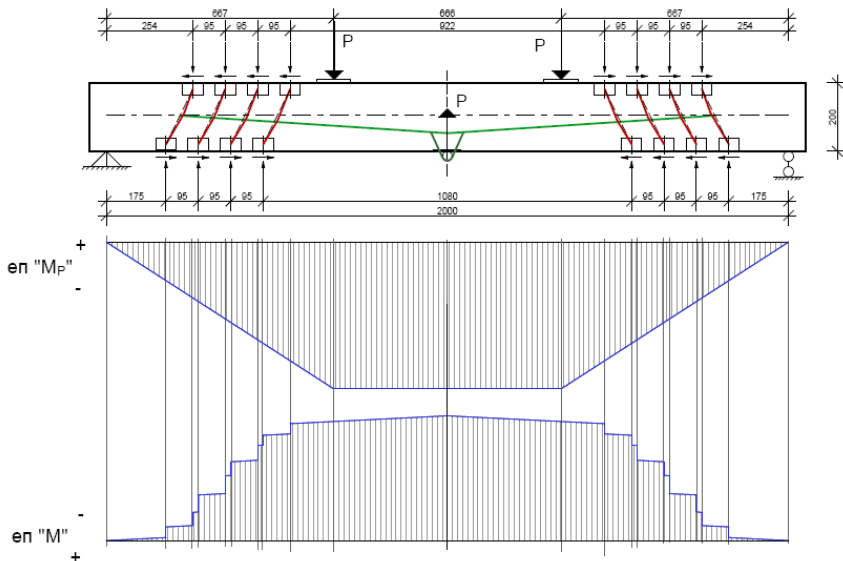


Рис.2. – Регульовано напружена залізобетонна балка (варіант №1)

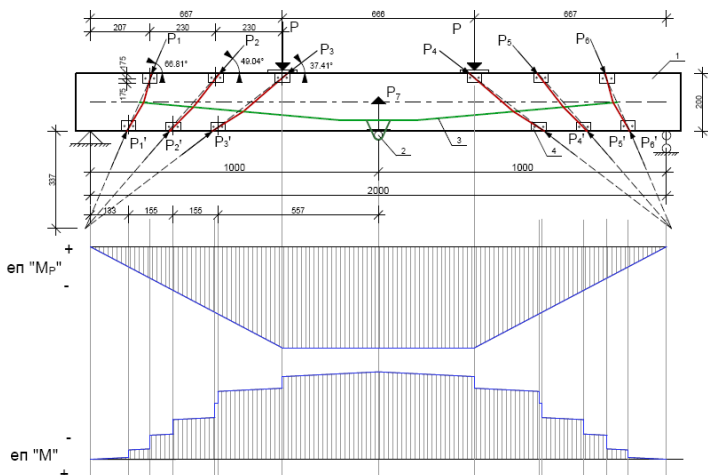


Рис.3. – Регульовано напружена залізобетонна балка (варіант №2):
 1 – залізобетонна балка; 2 – коток; 3 – напружена арматура; 4 – закладні деталі у вигляді пластин

Оптимізація параметрів сил підсилення дозволяє раціонально вибрати схему підсилення в залежності від характеру і величини зовнішнього навантаження. Складена програма розрахунку і визначені параметри схеми підсилення. Алгоритм розрахунку передбачає одночасне настання рівноваги всіх перерізів балки. Рівняння рівноваги мають наступний вигляд:

$$\sum_{i=1}^n N_{ci} - \int_A \sigma_c \cdot dA + \sum_{i=1}^m \sigma_{si} \cdot A_{si} = 0 \quad (1)$$

$$\sum_{i=1}^n M_{ci} - \int_A \sigma_c \cdot h \cdot dA - \sum_{i=1}^m \sigma_{si} \cdot h_{si} \cdot A_{si} = 0 \quad (2)$$

де: σ_c – нормальні напруження на елементарній площині dA перерізу, що розташована на відстані h від нейтральної лінії; $\sigma_{si}, h_{si}, A_{si}$ – нормальні напруження, площа та відстань до нейтральної лінії i -го арматурного стрижня; $\sum_{i=1}^n N_{ci}, \sum_{i=1}^n M_{ci}$ – сумарні поздовжня сила та моменти від дії зовнішнього навантаження. Після проведення чисельних розрахунків встановлено, що можна вважати раціональним систему наведених вище сил підсилення, які максимально ефективно забезпечують протидію зовнішньому навантаженню. За своїм виглядом епюри моментів, поперечних сил

від дії підсилюючих елементів на балку повинні повторювати або бути близькими за окресленням до відповідних епор від зовнішнього навантаження. За цим принципом нами розроблені схеми підсилення.

Висновки. Застосування запропонованих конструкцій підсилення з регульованим натягом зовнішньою системою саморегульованих затяжки і зовнішньої поперечної арматури ефективно зміцнює балку, знижує деформативність системи в процесі експлуатаційного навантаження, звільняє торці балки від елементів підсилення, спрощує конструкцію і підвищує надійність роботи при високій жорсткості, тріщиностійкості і міцності, зменшує матеріаломісткість та забезпечує високу ефективність використання фізико-механічних характеристик матеріалів за рахунок роботи всіх елементів підсилення на розтяг.

1. Гольшев А.Б., Ткаченко И.Н. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений.- К.:Логос, 2001.- 172с.
2. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий / Е.А. Рабинович, Ю.Д. Кузнецов, Н.П. Рунцо (и др.) // . – Москва: Стройиздат, 1992. – 265 с.
3. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений. – Ленинград, 1965.-342 с.
4. Чеканович М.Г. Дослідження роботи конструкції підсилення залізобетонних балок виконаної у вигляді взаємопов'язаних затяжки та розтяжки/ М.Г. Чеканович, О.М. Чеканович// Ресурсоекономні матеріали, конструкції та споруди: зб. наук. праць, вип. 20-Рівне,2010.
5. Шагин, А.Л. Локальное предварительное напряжение железобетонных и сталежелезобетонных конструкций / А.Л. Шагин // Юбилейные научные чтения по проблемам теории железобетона. Наука, технологии, производство: сб.тр. – М.: МИКХиС,2009. – С. 107 – 116.
6. Клименко С.В. Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд: навчальний посібник/ С.В. Клименко. - К.: Центр навчальної літератури, 2004. - С. 171
7. Патент України № 87047 С2, МПК Е04С3/00. Регульовано-обтиснена залізобетонна балка/ - а200710856; заявл. 01.10.2007; опубл. 10.06.2009, Бюл. № 11.
8. Патент України № 109762 С2, МПК Е04С3/20. Нерозрізна балка/ - а201413920; заявл. 25.12.2014; опубл. 25.09.2015, Бюл. № 18.

**НОВА ЕФЕКТИВНА КОНСТРУКЦІЯ ПІДСИЛЕННЯ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПРЯМОКУТНОГО ПЕРЕРІЗУ**

**A NEW EFFECTIVE EXTERNAL REGULATING SYSTEM FOR
STRENGTHENING REINFORCED CONCRETE BEAMS OF
RECTANGULAR CROSS-SECTION**

**Чеканович М.Г., к.т.н., професор (ДВНЗ ХДАУ, м. Херсон),
Чеканович О.М., к.т.н., доцент (ДВНЗ ХДАУ, м. Херсон),
Журахівський В.П., аспірант (ДВНЗ ХДАУ, м. Херсон)**

**Chekanovych M.H., Ph.D., professor (Kherson State Agricultural
university, Kherson), Chekanovych O.M., Ph.D., associate professor
(Kherson State Agricultural university, Kherson), Zhurakhivskiy V.P.,
post-graduate student (Kherson State Agricultural university, Kherson)**

У статті запропоновано, нову ефективну регульовану конструкцію для підсилення залізобетонних балок прямокутного перерізу.

The paper presents a new external regulating system for strengthening reinforced concrete beams of rectangular cross-section. A full patent of Ukraine №109379 confirms the proposed system. The system allows efficient redistribution of stresses between the compressed and tensile zones of the bending element, and compensates for the negative effect of external load. Due to the regulative external reinforcement an increase in the carrying capacity, crack resistance and rigidity of reinforced concrete beams is achieved.

Ключові слова: залізобетонна балка прямокутного перерізу, підсилення, зовнішня регульована система, ефективність

Keywords: reinforced concrete beam of rectangular cross-section, strengthening, external regulating system, effect

Сучасний технічний стан значної частини будівельного комплексу України може класифікуватися як незадовільний, що потребує реконструкції, переоснащення. Конструкції перекриття, а зокрема, згинальні елементи, найчастіше піддаються негативним

впливам: атмосферним, антропогенним, пов'язаним, наприклад, з технологічним процесом. Це викликає появу дефектів та пошкоджень: відшарування захисного шару бетону, сколювання, корозія арматури, тріщини силового характеру, недопустимі прогини, деформації та ін. Як наслідок, знижується їх несуча здатність, і конструкції можуть стати непридатними до нормальної експлуатації, що в свою чергу призводить до виключення з роботи певного приміщення, частини або і будівлі чи споруди в цілому.

Традиційно для підвищення несучої здатності, зменшення деформативності пошкоджених згинаних елементів або при зміні діючих на них навантажень, умов експлуатації застосовують підсилення за допомогою зовнішньої арматури. Відомими способами підсилення є встановлення горизонтальних, шпренгельних або комбінованих затяжок [1-5]. Проблеми підсилення залізобетонних згинальних елементів зовнішньою арматурою присвячені роботи вітчизняних авторів: Абовського М.П., Ахмеднабієва Р.М., Гамбарова Г.А., Гитлевича М.Б., Голишева А.Б., Гриневича Є.О., Губія М.М., Динельта Ю.Б., Домбаєва І.А., Зубарева А.Н., Избаша М.Ю., Калініна А.А., Клименка Є.В., Клименка Ф.Е., Кліменка В.З., Крижанівського В.Н., Ф. Леонгарда, Онуфрієва М.М., Перельмутера А.В., Сальникова В.І., Салії Г.Ш., Саляхова М.А., Семірненка Ю.І., Ткаченко І.Н., Фейгіна Е.М, Фомиці Л.Н., Е. Фрейсіне, Шагіна О.Л. та закордонних: Cai X.-D., Dischinger F., Fastabend M., Ivanyi G., Li C.-G., Schücker B., Wilhelm B., Wu Z.-H, та ін., в яких відзначені широкий спектр можливостей зовнішніх систем підсилення та їх зручність для практичного застосування.

Проте, не завжди ефект від застосування таких конструкцій є повністю позитивним. Наприклад, шпренгельні затяжки можуть спричинити появу тріщин у верхній зоні балкової конструкції. При навантаженні можливе руйнування такого згинаного елемента по стисненій зоні бетону. Отже, важливою науковою проблемою є створення ефективної системи підсилення залізобетонних згинаних елементів, яка б могла регулювати зусилля в балковому елементі і компенсувати негативний вплив зовнішнього навантаження, при цьому в повній мірі використовуючи властивості бетону і сталі елемента, що підсилюється.

Проведені авторами дослідження довели можливість створення таких ефективних конструкцій підсилення для залізобетонних

згинальних елементів [6,7]. Пропонується нова регульована конструкція підсилення, де за допомогою дії зовнішньої системи взаємопов'язаних важелів та арматури, вдається суттєво підвищити несучу здатність згинаних елементів [8]. Загальний вигляд такої конструкції підсилення на прикладі залізобетонної балки прямокутного перерізу наведено на рис. 1, 2.

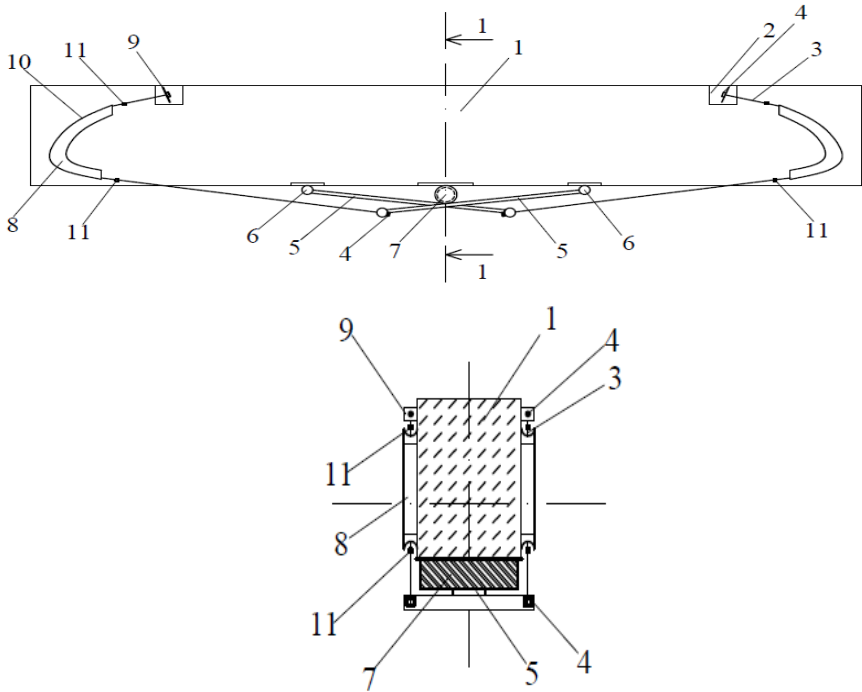


Рис. 1. Вид збоку та переріз балки з запропонованою регульованою конструкцією підсилення

- 1 - залізобетонна балка;
- 2 – закладні деталі;
- 3 – зовнішня арматура;
- 4 – анкери;
- 5 – натяжна конструкція у вигляді двох важелів;
- 6 – шарнір;
- 7 – коток;
- 8 – асиметрична направляюча деталь;

- 9 – упор;
- 10 – спеціальний гнучкий елемент;
- 11 – муфти.

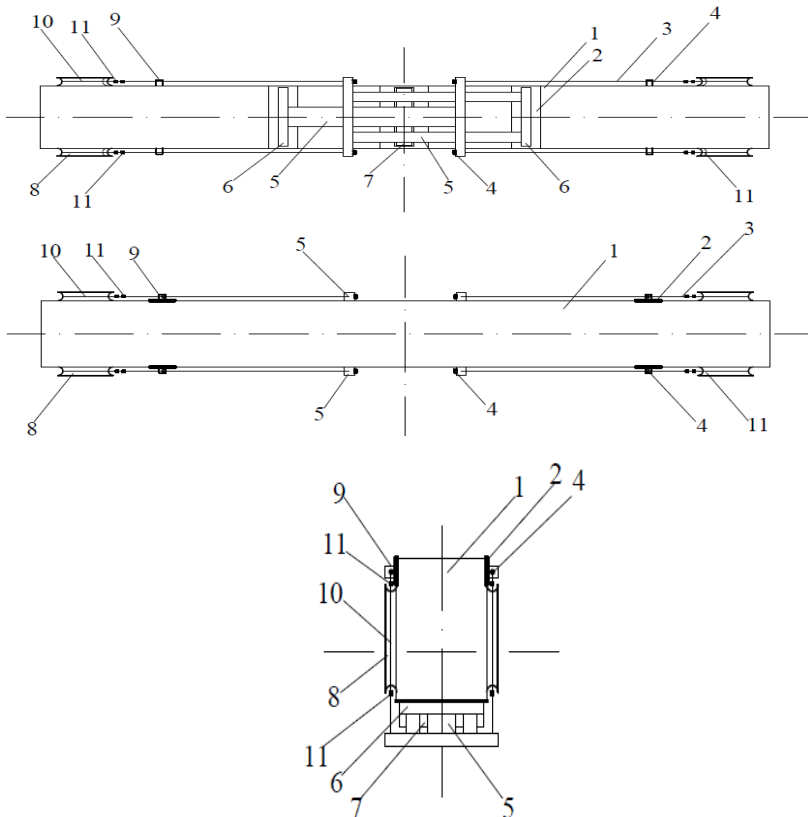


Рис. 2. Вид знизу, зверху та з торця експериментальної регульованої балки

В основу розробки поставлена задача створення високоміцних, жорстких і тріщиностійких конструкцій балок, що розвантажуються в стисненій верхній зоні бетону, раціонально перерозподіляють зусилля між стисненою і розтягнутою зонами і передають збільшений обтиск на середню нижню частину балки. Для цього запропонована система «балка – конструкція підсилення» включає

залізобетонне тіло з закладними деталями на поверхні і не зчеплену з бетоном зовнішню арматуру у вигляді окремих ланцюгів, закріплених на балці. Зовнішня арматура взаємодіє з натяжною конструкцією, розташованою посередині балки на нижній її грані. При цьому натяжна конструкція виконана у вигляді двох дзеркально симетрично розташованих навхрест важелів, закріплених зовнішніми від центру балки кінцями лінійно нерухомими шарнірами на нижній грані балки, а в середній своїй частині важелі вільно обпираються на коток, розташований в центрі прольоту балки між закладною деталлю нижньої її грані і важелями. Кожний важіль протилежним вільним кінцем шарнірно з'єднаний анкером в один ланцюг з розташованою в нижній розтягнутій зоні балки ділянкою гнучкої арматури. Арматура огинає і щільно охоплює асиметричну, з більшою кривиною у нижній розтягнутій зоні балки напівкільцеву направляючу деталь, закріплену на бічних гранях балки в приопорних зонах. Протилежний кінець арматури закріплюється анкером на упорі закладної деталі стиснутої верхньої зони балки і утворює один ланцюг з важелем. Таких ланцюгів, розташованих дзеркально симетрично, щонайменше два. При цьому асиметричну напівкільцеву деталь огинає і щільно охоплює окремий спеціальний гнучкий елемент з антифрикційним покриттям по поверхні контакту з нею, з'єднаний муфтами по кінцях з нижньою і верхньою окремими лінійними ділянками арматури, об'єднаної в один ланцюг з важелем.

Розрахункова схема запропонованої системи «балка – конструкція підсилення» наведена рис. 2.

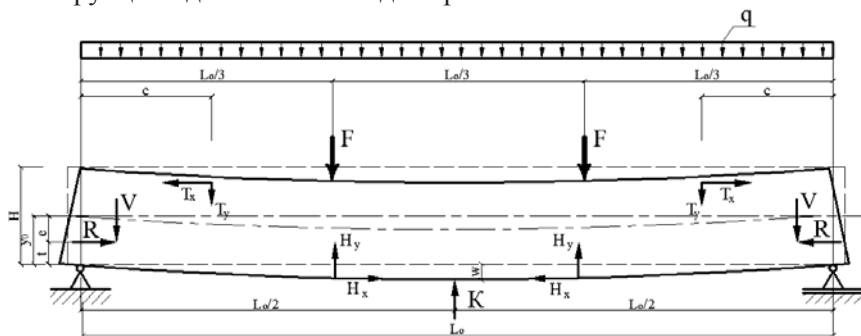


Рис. 3. Розрахункова деформована схема балки під дією зовнішнього навантаження та реакцій зусиль запропонованої системи зовнішнього підсилення

Рівняння напружено-деформованого стану прямокутного перерізу залізобетонної балки, підсиленої запропонованою системою в загальному вигляді можна представити так:

$$N(R) + N(T_x) - N(H_x) - B \cdot \left[\frac{f_{prism}}{X} \cdot \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+1} \cdot \frac{a_1^{k+1} - a_2^{k+1}}{a_{ef}^k} + \psi_{cc} \cdot f_{ct} \cdot h_x \right] + \sum_{i=1}^m \sigma_{St} \cdot A_{St} = 0 \quad (1)$$

$$M(F) + M(q) + M(K) + M(R) + M(V) + M(T_x) + M(T_y) + M(H_x) + M(H_y) - B \cdot \left[\frac{f_{prism}}{X^2} \cdot \sum_{k=1}^5 \frac{\alpha_k}{k+2} \cdot \frac{a_1^{k+2} - a_2^{k+2}}{a_{ef}^k} + \psi_{cc} \cdot f_{ct} \cdot \frac{h_x^2}{2} \right] + \sum_{i=1}^m \sigma_{St} \cdot A_{St} \cdot d_{St} = 0, \quad (2)$$

де $N(R), N(T_x), N(H_x)$, - поздовжні сили від дії системи підсилення на балку; $M(F), M(q), M(K), M(R), M(V), M(T_x), M(T_y), M(H_x), M(H_y)$ - моменти від зовнішнього зосередженого навантаження; від власної ваги підсиленої балки; від дії сил розвантаження системи підсилення.

Застосування запропонованої конструкції системи підсилення дозволяє ефективно виконувати натяг зовнішніх арматурних ланцюгів, що підсилює розтягнуту зону балки і знижує її деформативність, особливо при асиметричному експлуатаційному навантаженні, при високій жорсткості, тріщиностійкості і міцності, забезпечуючи при цьому ефективність використання фізико-механічних характеристик матеріалів.

Висновки. Запропонована нова ефективна зовнішня регульована конструкція підсилення залізобетонних балок прямокутного перерізу, особливістю якої є встановлення розтяжок для розвантаження стиснутої зони плити, що дає можливість перерозподіляти напруження в конструкції, підвищуючи її несучу здатність, жорсткість і тріщиностійкість, сприяє більш повному використанню властивостей міцності матеріалів.

1. Гольшев А.Б. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений/ А.Б. Гольшев, И.Н. Ткаченко. - К.: Логос, 2001. - 172 с.

2. Домбаев И.А. Обжатие железобетонных конструкций внутренним шпренгельным подкреплением с горизонтальными участками: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01/ И.А. Домбаев – Х., 1997. - 24с.

3. Малыганов А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий (атлас схем и чертежей)/ А.И. Малыганов, В.С. Плевков, А.И. Полищук. – Томск, 1990.- 320 с.

4. Онуфриев Н. М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений/ Н. М. Онуфриев.- Ленинград, 1965. - 342 с.

5. Шагин А.Л. Обжатие конструкций шпренгельным подкреплением с горизонтальными участками/ А.Л. Шагин, И.А. Домбаев// Коммунальное хозяйство городов. – К.: Техника, 1997. - № 8. - С.33-36.

6. Пат. 87047 Україна, МПК E04C 3/00. Регульованообтиснена залізобетонна балка/ Чеканович О.М.; заявник і патентовласник: Чеканович О.М. - №а 200710856; заявл. 10.04.2009; опубл. 10.06.2009, Бюл.№11.

7. Пат. 75653 Україна, МПК E04C 3/20 E04C 3/29. Балка/ Чеканович М.Г., Чеканович О.М.; заявник: Чеканович М.Г., Чеканович О.М.; патентовласник: Чеканович М.Г. - №20031211753; заявл. 17.12.2003; опубл. 15.05.2006, Бюл. №5.

8. Пат. №109379 Україна, МПК E 04C 3/20. Конструкція балкова/ Чеканович М.Г., Журахівський В.П., Чеканович О.М.; заявник і патентовласник: Чеканович М.Г. - №а 201410316; заявл.22.09.2014; опубл. 25.02.2015, Бюл.№ 4.

**ЕНЕРГОЕФЕКТИВНА БУДІВЛЯ З КОМБІНОВАНОЮ
ГЕЛІОСИСТЕМОЮ ЗА УМОВ ПІВНІЧНОЇ ОРІЄНТАЦІЇ**

**ENERGY EFFICIENT BUILDINGS WITH COMBINED SOLAR
SYSTEM UNDER CONDITIONS NORTHERN ORIENTATION**

Шаповал С. П., к.т.н., доцент (НУ «ЛП», м. Львів)

Shapoval S.P., Ph.D., docent (National University "Lviv Polytechnic", Lviv)

Проаналізовано результати досліджень використання сонячної енергії геліоустановками і проведено розрахунок теплової ефективності експериментальної комбінованої геліосистеми.

The article presents the results of experimental studies of combination solar heating system is combined with the roof of the house. The optimal use of solar energy by improving existing solar heating systems, with no loss of effectiveness of the acquired, the shortage of traditional energy resources in Ukraine. The system of solar heating combined with the roof of the building in mode of strait for the conditions of the northern orientation.

Ключові слова: сонячна енергія, геліосистема, ефективність, температура теплоносія, інтенсивність сонячної енергії, тепла енергія.

Keywords: solar energy, solar system, efficiency, the temperature of heat carrier, intensity of solar energy, heat energy.

Збільшення чисельності населення призводить до збільшення споживання енергії суспільством. Аналізуючи співвідношення між видобуванням і використанням традиційних видів палива, за умов сучасного рівня споживання, запасів газу вистачить лише на шістьдесят років. Таким чином, виникає дисбаланс між видобутком та споживанням.

Сумарне енергозабезпечення планети традиційними видами палива в 130 разів перевищує сумарні відновлювані впроваджені в експлуатацію. Проте перші належать до вичерпних ресурсів, а тому

їхній обсяг буде суттєво зменшуватися з часом. В перспективі галузь традиційної енергетики буде поступово втрачати потенціал, тоді як нетрадиційної – зростатиме. [1, 2]

Зважаючи на постійне зростання вартості традиційних енергоносіїв та виснаження родовищ їхніх запасів необхідно шукати альтернативні джерела енергії. Перспективним є застосування відновлюваних джерел енергії.

Використання альтернативних джерел енергії раціональне лише в безпосередній близькості від споживача, тобто без передачі енергії на значну відстань.

До джерел відновлюваної енергії належать енергії сонячного випромінювання, вітру, геотермальна, біомаси, тощо.

За даними Інституту відновлюваної енергетики України, потужність сонячних теплових установок рівна потужності вітроустановок в Україні, і зростає на 1-2% щорічно відповідно до їхньої кількості.

Запропонована модель геліоколектора (рис. 1) є суміщена з покрівлею енергоефективної будівлі, в якій функцію поглинача виконує покрівельний матеріал пофарбований в чорний колір (наприклад, оцинкована сталь).

Ця система сонячного теплопостачання у режимі потоку може застосовуватись для сезонного попереднього підігріву води для басейнів та душових, в сонячно-паливних котельнях, для господарсько-побутових потреб, теплопостачання енергоефективних будівель тощо.

Ефективність конструкції сонячної системи залежить від багатьох факторів. Одним із важливих факторів є орієнтація системи відносно сторін горизонту.

Ця система досліджувалась у режимі потоку за орієнтації на північну сторону, що для споживача є досить важливим, оскільки встановлення таких систем, як рекомендують, на південну сторону є не завжди можливим, а також будівля може мати різну орієнтацію по сторонах світу.

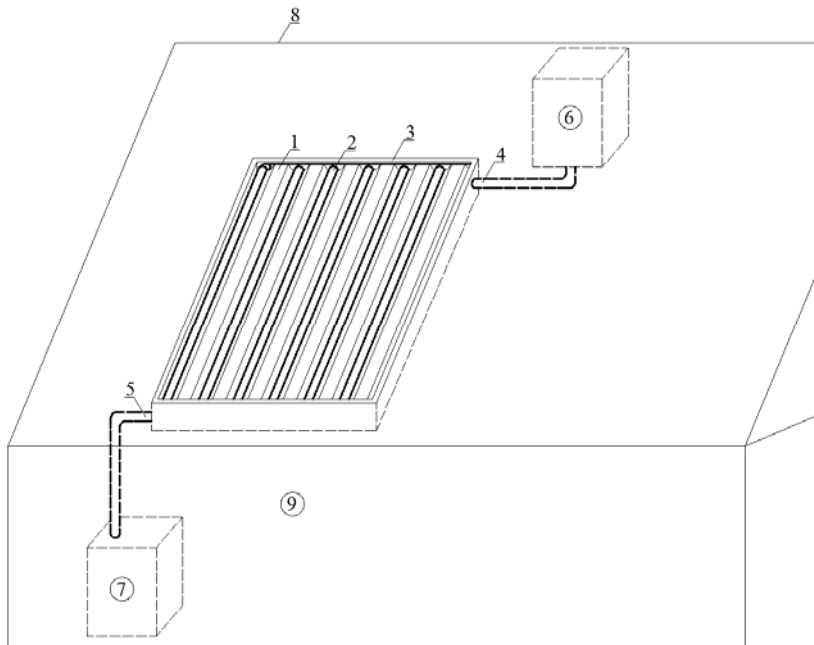


Рис. 1. Конструктивна схема розміщення геліоколектора у енергоефективній будівлі: 1 – покрівельний матеріал; 2 – трубки для теплоносія; 3 – геліоколектора; 4 – вхідний патрубков; 5 – вихідний патрубков; 6 – бак холодної води; 7 – бак-акумулятор для підігрітої води; 8 – покрівля будівлі; 9 – внутрішнє приміщення

Теплова енергія, що акумулювалась в баку підігрітої води визначалась за формулою:

$$Q_{\text{бак}} = G \cdot c \cdot (t_{\text{вих}} - t_{\text{вх}}) \quad (1)$$

де G – витрата теплоносія, л/с; c – питома теплоємність теплоносія, Дж/(кг·К); $t_{\text{вих}}$, $t_{\text{вх}}$ – відповідно температури теплоносія на вході та виході ємнісних баків, К.

Інтенсивність сонячної енергії, що досягає поверхні Землі має змінний характер впродовж дня, місяця і року, тому під час експерименту замірювалась інтенсивність сонячної радіації в площині сонячного колектора за допомогою піранометра (рис. 2).

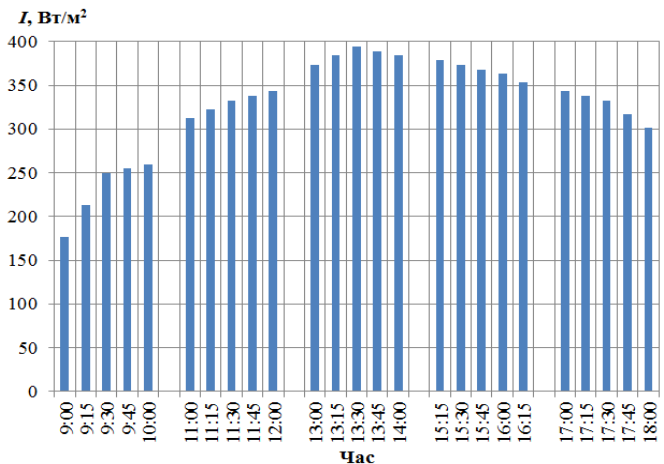


Рис. 2. Інтенсивність сонячної радіації I , Вт/м² впродовж експерименту в площині геліоколектора за умов північної орієнтації

На рис. 3 наведені дані зміни температури теплоносія, під час експериментальних досліджень. Бачимо, що температура теплоносія геліосистеми в режимі протоку досягнула 24.5°C, що на 53% є більше ніж вхідна температура теплоносія.

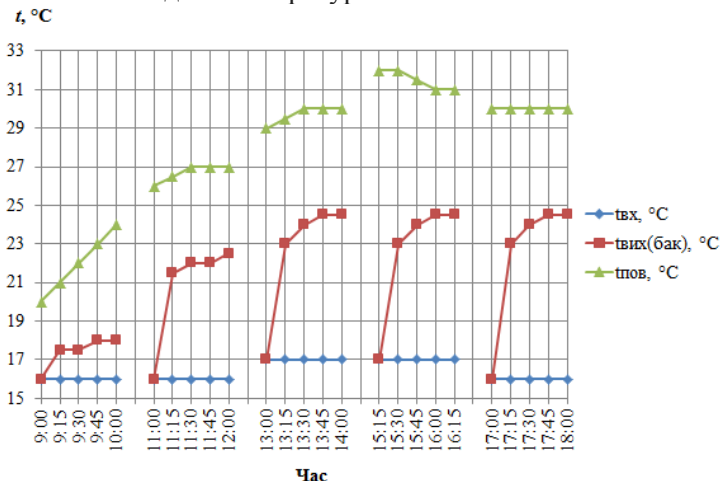


Рис. 3. Зміна температури теплоносія в баці-акумуляторі $t_{(вих)бак}$, °C, у вхідному патрубку геліоколектора $t_{вх}$, °C та температура оточуючого середовища $t_{нов}$, °C, впродовж експерименту за умов північної орієнтації

Зміна усередненої температури теплоносія в баці-акумуляторі приймає параболічну форму в режимі потоку за умов північної орієнтації, та досягає свого максимуму в обідню пору доби (рис. 4).

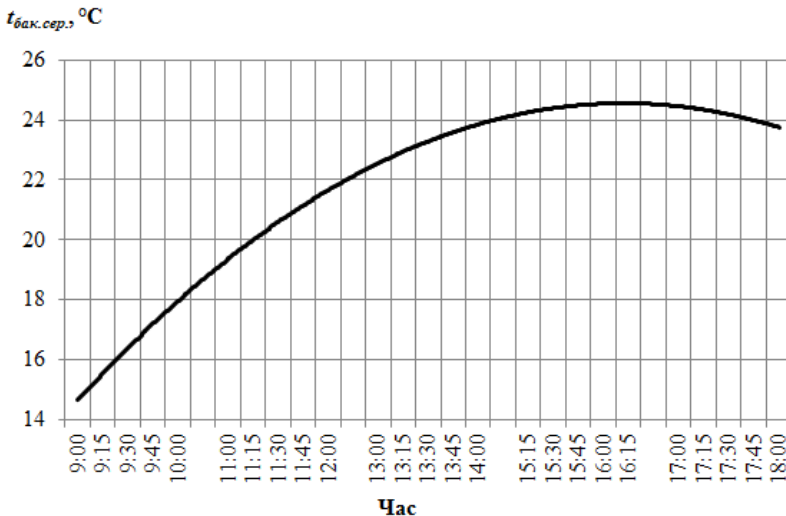


Рис. 4. Зміна усередненої температури $t_{\text{бак.ср.}}, \text{ }^\circ\text{C}$ в баці-акумуляторі впродовж експерименту за умов північної орієнтації

Кількість теплової енергії від сонячного випромінювання, що надходила на геліоколектор є функцією від інтенсивності та часу (2):

$$Q = f(I, \tau) \quad (2)$$

де Q – кількість теплової енергії від сонячного випромінювання, що надходила на геліоколектор, кДж/м^2 ; I – інтенсивність сонячної енергії, що надходить на площину геліоколектора, Вт/м^2 ; τ – час проведення експерименту, с.

Максимальні значення кількості теплової енергії, що надходила від сонячного випромінювання (рис. 5) на геліоколектор, має співвідносні зміни до інтенсивності сонячного випромінювання впродовж експерименту. Найбільшого значення кількість теплової енергії досягала в обідню пору доби й становила 1382 кДж/м^2 , а середнє значення впродовж експерименту дорівнювало 744.2 кДж/м^2 .

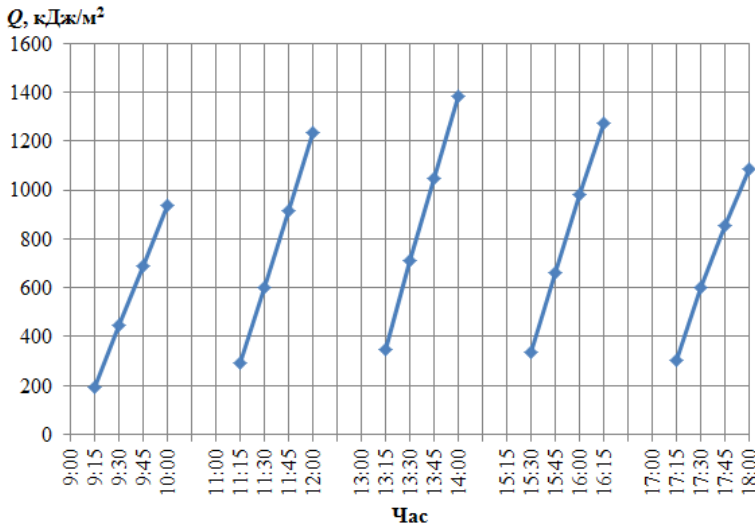


Рис. 5. Кількість теплової енергії, що надходила від сонячного випромінювання Q_{cct} , кДж/м² на комбінований геліоколектор за умов північної орієнтації

Динаміка питомої теплової енергії, яка була накопичена протягом експерименту кількісно відображена в табл. 1 і має чіткий зростаючий характер з поступовим виходом на плато. Тоді як, кількість теплової енергії, що надходила на площину сонячного колектора виконує умови параболоїдного розподілу величин впродовж експерименту (рис. 5).

Таблиця 1

Кількість теплової енергії накопиченої в баці-акумуляторі комбінованої системи сонячного тепlopостачання Q_{cct} , кДж/м² за умов північної орієнтації

9:00	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:15	16:15	17:00	18:00
131		262		393		393		393	

Досліджено ефективність комбінованої геліосистеми в енергоефективній будівлі за накопиченням теплової енергії в баку акумуляторі за умов північної орієнтації (рис. 6). Бачимо, що коефіцієнт корисної дії такої системи перевищував 35%. Зміна ефективності приймає зростаючу динаміку.

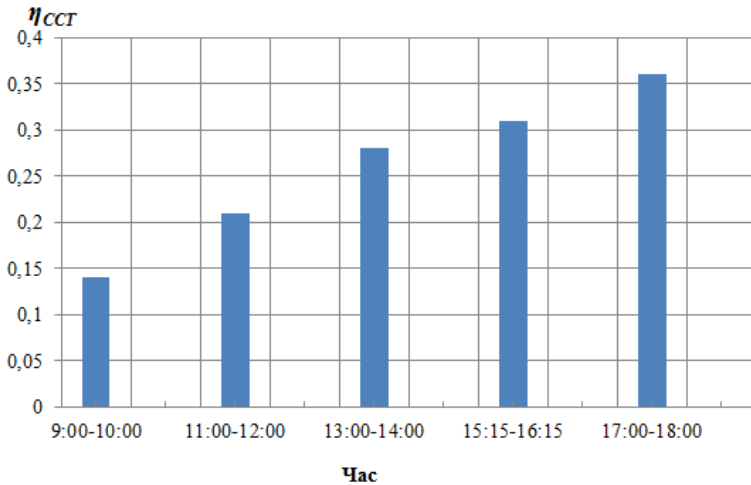


Рис. 6. Зміна коефіцієнта корисної дії в комбінованій геліосистемі $\eta_{сст}$ у режимі потоку за умов північної орієнтації

Отже, експериментальна модель комбінованої системи сонячного теплопостачання в режимі потоку є ефективною для забезпечення будівлі низькотемпературним теплоносієм. Нагрів теплоносія протягом години відбувається в середньому на 7.5 °С і досягав 24.5 °С.

1. V. Petruk. Energy potential of alternative energy in Ukraine / V. Petruk, S. Kotsiubynska, D. Matsiuk // Vinnitsa Politechnic Institute Bulletin. - 2007. - № 4. - P. 90-93.

2. Shapoval S.P. Aspects of the use of traditional and alternative energy sources in Ukraine / Shapoval S.P., Vengryn I.I. // Scientific and technical collection "Modern technologies, materials and constructions in building"/ Energy efficiency in construction. – 2014.- P. 155-160.

3. H. Heletukha. Ukraine: non-traditional and renewable sources of energy / H. Heletukha, S. Kudria // Green energy.- 2005. - №2. - P. 8-10.

4. Y. Mysak. Solar energy: theory and practice: monography / Y. Mysak, O. Vozniak, O. Datsko, S. Shapoval. – L: Lviv Politechnic Publishing House. - 2014. – 340 pp.

ВИСЯЧІ МОСТИ ВІД ДАВНИНИ Й ДО СЬОГОДЕННЯ

SUSPENSION BRIDGES FROM PAST AND PRESENT TO

Шафранська О.З. аспірант, (Луцький НТУ, м. Луцьк) **Ільчук Н.І.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк), **Парфентьєва І.О.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ)

Shafranska O.Z. postgraduate (Lutsk National Technical University, Lutsk), **Ilichuk N.I.** candidate of technical sciences (Lutsk National Technical University, Lutsk), **Parfentieva I. O.** candidate of technical sciences (Lutsk National Technical University, Lutsk)

У даній статті описані різновиди висячих мостів, які з самих примітивних та небезпечних вдосконалювались, та ставали високо індустріальними спорудами.

This article describes the types of hanging bridges that the most primitive and dangerous were improved and became highly industrial buildings that can be used with different materials. After bridge was and is a very important and topical issue for centuries. Therefore, the construction of suspension bridges play an important role, especially in our lives and in urban planning in general.

Ключові слова: висячі мости, прольоти, вантові мости, канати, підвісні конструкції

Keywords: hanging bridges span cable-stayed bridges, cables, overhead construction

З давніх давен людина прагне до подолання та вдосконалення певних перешкод для себе. І одним із багатьох проблем є саме питання щодо подолання водних перешкод. Адже особливо в сільській місцевості є багато річок, щоб перейти до якогось певного місця призначення, людина повинна була б придумати для себе яесь полегшення, саме тому завдяки зусиллям інженерної думки це привело до винаходу мостів, конструктивні рішення яких постійно вдосконалювалися і ставали різноманітніші.

Займають чільне місце в історії мостобудуванняисячі мости. Вони з'явилися на зорі розвитку людського суспільства і в ранній період мали дуже примітивні конструктивні форми. Першийисячий міст, описаний в літературі, конструктивна схема якого близька до сучасних схемамиисячих мостів, був побудований в 1741 р. в Англії через річку Тисс. Характерною особливістю цього мосту була наявність самостійної проїжджої частини, з'єднаної з ланцюгом підвісками. Цей міст мав проліт 21 м і служив для проходу гірників.

Невдовзі з'явилися балкові, аркові, рамні, консольні, комбіновані, наплавні і розвідні мости. Особливий тип являють собоюисячі мости. Схема їх будови дозволяє найбільш легко перекивати великі прольоти й істотно знижує власну вагу мосту.

У класичнихисячих мостах основні несучі конструкції виконані із гнучких елементів, це можуть бути канати, сталеві троси, ланцюги або інші підвісні конструкції. Будучи прикріпленими до встановлених по берегах пілонів, гнучкі несучі елементи підтримують полотно мосту. Проте під дією навантаження вони розтягуються, що зменшує жорсткість мосту. Для уникнення прогинів сучасніисячі мости підсилюють в рівні їх проїжджої частини поздовжніми балками або фермами жорсткості, розподіляють тимчасове навантаження і виключають деформацію прокладених кабелів. Існує також різновидисячих мостів, в яких проїжджа частина підтримується фермою з прямолінійних канатів - вантів, за назвою яких вони отримали назву - вантові. У сучасних вантових мостах використовуються сталеві, а в окремих випадках і залізобетонні балки жорсткості, підтримувані похилими вантами і спираються на пілони. Вантові мости легкі, економічні і знаходять все більше застосування на автомобільних дорогах для перекидання прольотів, що досягають 300 м.

За минулі 266 років з моменту відкриття зазначеного вище мосту в усіх країнах світу було збудовано велику кількістьисячих мостів, конструкція яких постійно вдосконалювалася, а прольоти збільшувалися. Вже на початку XIX століття виявилися їхні економічні переваги перед кам'яними. До кінця XIX століття мости мали вже значні прольоти. Прогонові будови стали опиратися не на ланцюгові, а на кабельні підвіси з високоміцних матеріалів.

Першіисячі мости, відповідають сучасним вимогам, були побудовані в Північній Америці в кінці XVIII сторіччя (більше 50 мостів). Першийисячий міст був побудований Джеймсом Фінлі в Пенсільванії в 1796 р. На початку XIX століття в цьому штаті існувало

вже досить багато таких мостів. Найбільшим з них був міст у 91,8 м через річку Скукл (Schuylkill) поблизу Філадельфії.

Характерно, що жоден з висячих мостів раннього періоду будівництва не мав будь-яких вітрових зв'язків, оскільки вважалося, що ланцюг має природну форму рівноваги і буде до неї повертатися, незалежно від величини і напрямку прогинів.

Отже, в першому періоді, що тривав приблизно до 1810 р., будувалися, як правило, ланцюгові мости невеликих прольотів. Основним несучим елементом таких мостів була ланцюг, складена з кілець або окремих жорстких елементів, з'єднаних між собою болтами (шарнірами). Будівельна практика висячих мостів випереджала теоретичну їх розробку, так як будувалися висячі мости, що склалися з ланцюга, до якої підвішена проїжджа частина, представляли собою гнучку змінювану систему, що призводило до коливань і великим прогинам таких примітивних висячих мостів, до розладу сполук, аварій та катастроф. Висячі мости були незамінними системами при великих прольотів (застосування їх викликалося низьким станом техніки споруди опор мостів), а обвалені мости знову і знову відновлювалися і підсилювалися.

За неповними статистичними даними з висячих мостів великих прольотів від 60 м і вище, побудованих починаючи з 1741 р. по 1885 р., 82 мости проіснували від 50 до 120 років, 30 мостів - від 20 до 50 років і 6 мостів - менше 10 років. Незважаючи на негативні якості найпростішої форми висячого мосту, ці мости виявилися не менш довговічними, ніж інші системи мостів, що пояснюється простотою підсилення і реконструкції, якою характеризуються висячі мости. Гнучкі мости найпростішого типу отримали найбільший розвиток після 1822 р., коли був винайдений канат з дроту з високими допустимими

Друга чверть XIX століття ознаменувалася широким застосуванням канатних висячих мостів, в яких основний несучий елемент (ланцюг) був замінений тросом (дротяним канатом). Це ще значний прогрес, так як канат мав більш високу міцність в порівнянні з ланцюгом. Винахід сталевих канатів дало можливість будувати мости без риштування і розширити будівництво висячих мостів до вельми великих прольотів. У цей період було побудовано цілий ряд канатних мостів у Франції, Англії, Америці та інших країнах. Відкритий у 1834 р. висячий міст в Швейцарії поблизу Фрейбурга в той час був унікальним. Він мав проліт 265 м, довжину каната 1/14 прольоту, ширину проїзної частини 6,5 м і перекивав долину річки на висоті 51 м над рівнем води.



Рис. 1. Міст Г. Вашингтона через р.. Гудзон в Нью-Йорку

Конструкції висячих мостів швидко удосконалювалися. Стали застосовуватися високоміцні матеріали, а прольоти мостів постійно збільшувалися і до початку ХХ століття наближалися до 500 м. Так, наприклад, в 1883 р. був побудований знаменитий Бруклінський міст у Нью-Йорку з грандіозним для того часу прольотом - 486 м.

У ХХ столітті було збудовано велику кількість висячих мостів. У 1929 р. був побудований Амбасадорський міст через річку Детройт вийшов на перше місце серед всіх систем мостів по довжині прольоту, перевершивши Квебекський міст з прольотом 548 м. Міст з'єднав дві сусідні країни - Канаду та США.

У 1931 р. побудований міст через (рис. 1) - перший міст, що перевершив кілометровий проліт. Міст має сталеві гратчасті пілони заввишки 181 м. Його проліт дорівнює 1067 м. Міст був спроектований двоярусним. У 1929 р. було споруджено тільки верхній ярус для восьми смуг автомобільного руху. Центральний проїзд шириною 12,2 м - призначений для вантажного транспорту, а з боків смуги руху для легкових автомобілів.

У період з 1959 по 1962 рр.. був прибудований нижній ярус, що дозволило збільшити транспортні потоки. В результаті прибудови утворилася ферма жорсткості висотою 9,14 м.

У 1937 р. в Сан-Франциско побудований міст Золоті Ворота, довжина 1280 м, предмет національної гордості американців (на святкуванні 50-річчя мосту в 1987 р. зібралося 150 000 осіб), отримав багато призів за канату, особливий ефект від помаранчевого кабелю на тлі блакитного океану. У 1953 р. після катастрофи з висячим мостом у

Такомской Долині (1940 р.), міст «Золоті Ворота» був посилений горизонтальними утримують канатами.

У 1997 р. в Японії між островами Авадзі і Хонсю був побудований міст Акаши-Кайко (рис.2), який двічі увійшов до книги рекордів Гіннеса, як найдовший підвісний міст, довжина тільки одного його прольоту становить 1991 м, і як найвищий міст, тому що його пілони піднімаються на 297 м. Загальна протяжність цієї унікальної трьохпролітної споруди становить 3910 м. Незважаючи на величезні розміри мосту, його конструкція досить міцна, щоб витримати пориви вітру до 80 м в секунду і землетруси до 8 балів за шкалою Ріхтера, які нерідкі на Далекому Сході.



Рис.2. Японія між островами Авадзі і Хонсю. Міст Акаши-Кайко

Найбільш відомими є у світі висячий американський Бруклінський міст (рис.3) через річку Іст Рівер в Нью-Йорку. Будівництво цього мосту велося цілих 16 років і було закінчено в 1883 р. Тоді він був рекордсменом: мав найдовший проліт - 486 м і величезну вага - 15 тис. т. Бруклінський міст - дворівневий, його перший рівень відданий під шестисмуговий автомобільний проїзд, а верхній рівень - під пішохідну і велосипедну доріжку. При будівництві Бруклінського мосту вперше в якості несучої конструкції були застосовані сталеві канати.



Рис.3. Бруклінський міст, Нью-Йорк, 1883 р. Сучасний вигляд

Вибір конструкції для мосту став у значній мірі визначатися зручністю застосування тієї чи іншої технологічної схеми. Процес будівництва впливає на нові конструктивні розробки, з'явився термін "технологічна" і "нетехнологічних" конструкція. Одним із сучасних способів монтажу залізобетонних прогонних споруд є навісна збірка чи її різновид при будівництві мостів з монолітного бетону - навісне бетонування. Її популярність призвела до появи великої кількості рамно-консольних і рамно-підвісних мостів.

Отже серед багатьох систем, висячі мости займають особливе місце, будучи високоіндустріальними спорудами, які можуть виконуватися з різних матеріалів, та доцільно використовуватись починаючи з прольотів 60-80 метрів і при прольотах від 120 м. і вище конкурують з більшістю можливих рішень на автошляхах.

Крім того, висячі мости - це одні з найкрасивіших і витончених мостів. Однак, краса повинна поєднуватися з надійністю. Необхідно враховувати всі фактори, які впливають на міст, і вже після цього вибирати найбільш раціональний варіант, який відповідає всім вимогам, включаючи і естетичні. Сьогодні у світовій практиці будується велика кількість висячих мостів, кожен з яких буде вражати своєю грандіозністю і красою.

1. Короткий історичний нарис розвитку висячих і вантових мостів. Бахтін С.А., Овчинников І.Г., Інама Р.Р.

2. Висячі і вантові мости. Проектування, розрахунок, особливості конструювання: Учеб. посібник. Саратов: Саратов. держ. техн. ун-т, 1999. 124 с.

3. Цаплін С. А., Висячі мости, М., 1949; Дов. інженера-шляховика, [т. 6], М., 1964

4. Журнал "Світ металу", Євген Ігнат'єв. <http://ua-referat.com>

**РОЗРАХУНОК НЕКЛАСИЧНОЇ МОДЕЛІ ЗГИНУ
ОРТОТРОПНИХ ПЛИТ МЕТОДОМ ЛІНІЙНОГО СПРЯЖЕННЯ
ПОВІДОМЛЕННЯ 1. ОСНОВНІ РІВНЯННЯ І ЗАЛЕЖНОСТІ
ДЛЯ ПЛАСТИН У КОМПЛЕКСНІЙ ПОСТАНОВЦІ**

**CALCULATION OF NON-CLASSICAL MODELS OF BENDING
PLATES ORTHOTROPIC METHOD LINEAR CONJUGATION
MESSAGE 1. BASIC EQUATIONS FOR PLATES IN THE
COMPLEX SETTING**

**Шваб'юк В.І., д.т.н., проф., Ротко С.В., к.т.н., доц., Ужегова О.А.,
к.т.н., доц., Гуда О.В., к.т.н., доц. (Луцький національний технічний
університет, м. Луцьк)**

**Shvabyuk V.I., doctor of engineering sciences, professor, Rotko S.V.,
candidate of technical sciences, associate professor, Uzhegova O.A.,
candidate of technical sciences, associate professor, Guda O.V., candidate
of technical sciences, associate professor (Lutsk National Technical
University, Lutsk)**

У роботі запропонована методика постановки крайових задач для уточненої моделі ортотропних пластин із застосуванням методу лінійного спряження за такого виду ортотропії, коли корені характеристичного рівняння рівні та уявні.

In this paper we propose a method of setting of boundary value problems for the specified model orthotropic plates using the method of linear conjugation for this kind of orthotropic, when the roots of the characteristic equation are equal and imaginary. Received a convenient relation between bending and torque moments, shear forces and generalized angles of turns, recorded via complex potentials. Considering Hooke's law, expressions for voltages through the internal forces and moments were found.

Ключові слова: ортотропна плита, уточнена модель згину, метод лінійного спряження.

Keywords: orthotropy stove, a refined model of the bending, the method of linear conjugation.

Вступ. Метод лінійного спряження М.І. Мухелішвілі [3] стосовно теорії згину тонких пластинок Кірхгофа, можливо, вперше, систематично почав використовуватись С.Г. Лехніцьким [2] і Г.М. Савінім [5]. Для ізотропних і трансверсально-ізотропних пластин в уточненій постановці цей метод досить детально розглянуто І.О. Прусовим в його монографії [4], а також у роботах його учнів. Метод лінійного спряження аналітичних функцій зручно використовувати для розв'язку задач зі змішаними граничними умовами на краях [3,4].

Аналіз систем рівнянь уточненої моделі [7] для трансверсально-ізотропних пластин показує, що їх рівняння легко описуються аналітичними функціями Колосова-Мухелішвілі [3,5] від комплексної змінної $z = x + iy$.

Разом з тим, застосування цього методу для ортотропних пластин пов'язане зі значними труднощами як у записах через комплексні потенціали виразів для згинальних моментів і поперечних сил, так і в постановці крайових задач. Тому у випадках ортотропних пластин ним майже не користуються.

У роботі запропонована методика постановки крайових задач для уточненої моделі ортотропних пластин із застосуванням методу лінійного спряження за такого виду ортотропії, коли корені характеристичного рівняння рівні та уявні.

Основні рівняння згину ортотропних плит. Рівняння моделі згину ортотропних плит середньої товщини в частинних похідних, яка близька до рівнянь С.О. Амбарцумяна [1], мають вигляд [6]:

$$\begin{aligned} & D_1 \frac{\partial^4 \tilde{w}}{\partial x^4} + 2(2D_{66} + D_{12}) \frac{\partial^4 \tilde{w}}{\partial x^2 \partial y^2} + D_2 \frac{\partial^4 \tilde{w}}{\partial y^4} = \\ & = q_2 + (K_y - K_x) \frac{\partial^2 \Omega}{\partial x \partial y} + \left(\bar{A}_1 \frac{\partial^2}{\partial x^2} - \bar{A}_2 \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) q_2; \quad (1) \\ & D_{66} \Delta \Omega + (D_1 - (2D_{66} + D_{12})) \frac{\partial^2 \Omega}{\partial x^2} = \frac{5}{4} K_x \cdot \Omega \quad \left(\begin{array}{l} x \leftrightarrow y \\ 1 \leftrightarrow 2 \end{array} \right); \\ & K_x \frac{\partial^2 w_\tau}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 w_\tau}{\partial y^2} - (K_x - K_y) \frac{\partial^2 \Omega}{\partial x \partial y} = -q_2. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Тут } K_x &= \frac{4}{3}G_{13}h, \quad K_y = \frac{4}{3}G_{23}h, \quad \bar{A}_1 = 0,4A_1h^2, \\ D_1 &= \frac{2}{3} \frac{E_1h^3}{1-\nu_{12}\nu_{21}}, \quad D_{16} = D_{12} + 2D_{66}, \quad D_{66} = \frac{2}{3}G_{12}h^3, \\ \bar{A}_2 &= 0,4A_2h^2, \quad D_{12} = \nu_{12}D_1 = \nu_{21}D_2, \quad \bar{w} = w - \frac{4}{5}w_\tau. \end{aligned}$$

Вирази для зусиль і моментів, що діють у поперечних перерізах ортотропної пластини, можна записати у вигляді [7]:

$$\left. \begin{aligned} N_x &= B_1(\varepsilon_x + \nu_{12}\varepsilon_y) + N_x^*, \\ M_x &= D_1 \left(\frac{\partial \gamma_x}{\partial x} + \nu_{12} \frac{\partial \gamma_y}{\partial y} \right) + M_x^*, \end{aligned} \right\} \begin{aligned} (x \leftrightarrow y); \\ (1 \leftrightarrow 2); \end{aligned}$$

$$N_{xy} = 3D_{66} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \cdot h^{-2}; \quad H_{xy} = D_{66} \left(\frac{\partial \gamma_x}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_y}{\partial x} \right); \quad (2)$$

$$Q_x = K_x \psi_x, \quad Q_y = K_y \psi_y,$$

де $B_1 = 2\tilde{E}_1h, \quad N_x^* = 2hA_1 \cdot q_1, M_x^* = \bar{A}_1 \cdot q_2, \quad \left[\begin{array}{l} x \rightarrow y \\ 1 \rightarrow 2 \end{array} \right];$

$$D_{66} = \frac{2}{3}G_{12}h^3, \quad D_1 = \frac{2}{3}\tilde{E}_1h^3, \quad \{\gamma_x, \gamma_y\} = - \left\{ \frac{\partial w}{\partial x}, \frac{\partial w}{\partial y} \right\} + \frac{4}{5} \{\psi_x, \psi_y\}.$$

Формули для напружень у поперечних перерізах плити

можна отримати з формул [6]:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{N_x}{2h} + \frac{3M_x}{2h^3} \cdot \gamma + \tilde{E}_1 \left(\frac{\partial \bar{Q}_x}{\partial x} + \nu_{12} \frac{\partial \bar{Q}_y}{\partial y} \right) \cdot f(\gamma); \\ \sigma_y &= \frac{N_y}{2h} + \frac{3M_y}{2h^3} \cdot \gamma + \tilde{E}_2 \left(\frac{\partial \bar{Q}_y}{\partial y} + \nu_{21} \frac{\partial \bar{Q}_x}{\partial x} \right) \cdot f(\gamma); \end{aligned} \quad (3)$$

$$\tau_{xy} = \frac{N_{xy}}{2h} + \frac{3N_{xy}}{2h^3} \cdot \gamma + G_{12} \left(\frac{\partial \bar{Q}_x}{\partial y} + \nu_{21} \frac{\partial \bar{Q}_y}{\partial x} \right) \cdot f(\gamma);$$

$$\tau_{xy} = G_{13} (1 - \gamma^2 / h^2) \bar{Q}_x, \quad \tau_{yy} = G_{23} (1 - \gamma^2 / h^2) \bar{Q}_y.$$

Тут
$$\bar{Q}_x = \frac{Q_x}{K_x}, (x \leftrightarrow y); f(\gamma) = \frac{\gamma}{5} \left(1 - \frac{5\gamma^2}{3h^2} \right),$$

$$\bar{E}_1 = E_1 / (1 - \nu_{12} \cdot \nu_{21}), (1 \leftrightarrow 2).$$

Необхідно зауважити, що формули (2) для дотичних напружень τ_{xy} , τ_{yy} у плитах, на відміну від аналогічних формул в оболонках, співпадають із відповідними формулами теорії Амбарцумяна [1].

Комплексне подання основних рівнянь і формул теорії згину ортотропних пластин. Рівняння згину пластин (1) при такому виді ортотропії, коли корені характеристичного рівняння рівні та уявні, мають вигляд:

$$D_1 \tilde{\Delta} \tilde{\Delta} \tilde{w} = \tilde{q}_2 + \tilde{A}_1 \tilde{\Delta} \tilde{q}_2; \quad K_x \tilde{\Delta} w_\tau = -\tilde{q}_2, \quad (4)$$

$$\Delta \Omega + n_1 (1 - \alpha^2) \Omega''_{xx} = k_0^2 \Omega, \quad n_1 = D_1 / D_{66};$$

де
$$\tilde{\Delta} = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \alpha^2 \frac{\partial^2}{\partial y^2}; \quad \tilde{\Delta} = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\nu_{13} + \nu_{21}\nu_{23}}{\nu_{23} + \nu_{12}\nu_{13}} \cdot \alpha^4 \frac{\partial^2}{\partial y^2};$$

$$\Delta = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}; \quad \tilde{q}_2 = q_2 + K_x (\alpha^2 - 1) \Omega''_{xy}; \quad K_x = \frac{3}{4} G_{13} h;$$

$$\alpha^2 = (2D_{66} + D_{12}) / D_1 = \sqrt{D_2 / D_1} = K_y / K_x = \lambda^{-2};$$

$$k_0^2 = \frac{5}{4} K_x / D_{66}; \quad \tilde{A}_1 = 0, 4E_1 h^2 (\nu_{13} + \nu_{21}\nu_{23}) / (1 - \nu_{12}\nu_{21}) E_3;$$

$\tilde{w} = w - 0,8w_\tau$ – деяка узагальнена функція переміщень, яку можна виразити через комплексні потенціали $\varphi(z)$ і $\chi(z)$ у вигляді формули Гурса [3,5,6]:

$$\tilde{w} = \text{Re}[\bar{z} \cdot \varphi(z) + \chi(z)] + \tilde{w}^*; \quad (5)$$

$z = x + i\lambda y$ – комплексна змінна, \tilde{w}^* – частковий розв'язок першого рівняння системи (3), λ – кратний додатній корінь характеристичного рівняння

$$D_2\lambda^4 - 2(2D_{66} + D_{12})\lambda^2 + D_1 = 0. \quad (6)$$

При такому виді ортотропії залежності між згинальними та крутними моментами, поперечними силами та узагальненими кутами поворотів нормалі будуть наступними [6]:

$$\begin{aligned} M_y + \alpha^2 M_x &= -2D_1(\alpha^2 + \nu_{12}) \left[\Phi(z) + \overline{\Phi(z)} - \frac{2}{5}(\alpha^2 - 1)\Omega''_{xy} \right] + \tilde{M}^*; \\ M_y - \alpha^2 M_x + 2i\alpha H_{xy} &= 4D_{66} \left[\Psi(z) + \bar{z}\Phi'(z) + \right. \\ &\quad \left. + 0.4i(\alpha\bar{R}_2 - i(\alpha - 1)^2\Omega''_{xy}) \right] + M_y^* - \alpha^2 M_x^* + 2i\alpha H_{xy}^*; \\ \alpha^2(1+r)M_x - (\nu_{21} - r)M_y - i\alpha(1 + \nu_{21})H_{xy} &= \\ = -D_1(\alpha^2 - \nu_{12})(1 + \nu_{21}) \left[\Phi(z) + \overline{\Phi(z)} + \Psi(z) + \bar{z}\Phi'(z) + \right. \\ &\quad \left. + \frac{2}{5}i \left(\alpha\bar{R}_2 + 2i(\alpha - 1)\frac{\partial^2\Omega}{\partial x\partial y} \right) \right] + M^*; \quad R_2 = \left(\frac{\partial}{\partial x} + i\frac{\partial}{\partial y} \right)^2 \Omega; \\ Q_x - i\lambda Q_y &= -4D_1\Phi(z) - i\alpha K_x\bar{R}_1 + Q_x^* - i\lambda Q_y^*; \quad (7) \end{aligned}$$

$$\gamma_x + i\alpha\gamma_y = - \left[\varphi(z) + z\overline{\Phi(z)} + \overline{\psi(z)} \right] + 0.8i\alpha R_1 + \gamma_x^* + i\alpha\gamma_y^*;$$

$$\frac{\partial w}{\partial x} + i\alpha \frac{\partial w}{\partial y} = -(\gamma_x + i\alpha\gamma_y) - 4\varepsilon\overline{\Phi'(z)} + \frac{4}{5}i\alpha R_1,$$

де

$$R_1 = \Omega'_x + i\lambda\Omega'_y;$$

$$\varepsilon = 0,8D_1 / K_x. \quad r = (\nu_{21}\alpha^2 - \nu_{12})(\alpha^2 + \nu_{12})^{-1},$$

$$\Phi(z) = \frac{d}{dz}\varphi(z), \quad \Psi(z) = \frac{d}{dz}\psi(z),$$

$$\psi(z) = \frac{d}{dz}\chi(z). \quad \tilde{M}^* = M_y^* + \alpha^2 M_x^*$$

$$M^* = \alpha^2(1+r)M_x^* - (\nu_{21} - r)M_y^* - i\alpha(1 + \nu_{21})H_{xy}^*;$$

Між похідними по z , \bar{z} довільних диференційованих функцій і похідними по аргументах "x" і "y" цих функцій існують залежності:

$$\frac{\partial w}{\partial x} + i\alpha \frac{\partial w}{\partial y} = 2 \frac{\partial w}{\partial z}; \quad \frac{\partial w}{\partial x} - i\alpha \frac{\partial w}{\partial y} = 2 \frac{\partial w}{\partial \bar{z}};$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \alpha^2 \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 2 \frac{\partial^2 w}{\partial z \partial \bar{z}}.$$

Величини M_x^* , M_y^* , H_{xy}^* , Q_x^* , Q_y^* , w^* , γ_x^* , γ_y^* визначаються за рахунок часткових розв'язків системи рівнянь (4). Для випадку трансотропного матеріалу ці величини знаходять із співвідношень:

$$M_x^* + M_y^* = -4D(1 + \nu) \frac{\partial w^*}{\partial z \partial \bar{z}} + \frac{4}{5} A' q_2 h^2;$$

$$M_y^* - M_x^* + 2iH_{xy}^* = 4D(1 - \nu) \frac{\partial^2 w^*}{\partial z^2};$$

$$Q_x^* + iQ_y^* = -8D \frac{\partial^3 w^*}{\partial z^2 \partial \bar{z}};$$

$$\frac{\partial \tilde{w}^*}{\partial x} + i \frac{\partial \tilde{w}^*}{\partial y} = 2 \frac{\partial \tilde{w}^*}{\partial \bar{z}}; \quad \gamma_x^* + i\gamma_y^* = -2 \frac{\partial \tilde{w}^*}{\partial \bar{z}}.$$

Формулами (7) зручно користуватись, коли пластинка згинається зусиллями, розподіленими по краю, а навантаження на поверхнях $\gamma = \pm h$ відсутнє ($q_1(z, \bar{z}) = q_2(z, \bar{z}) = 0$).

У цьому випадку система рівнянь (3) стає однорідною, а в формулах (6) необхідно покласти

$$M_x^* = M_y^* = H_{xy}^* = Q_x^* = Q_y^* = w^* = \gamma_x^* = \gamma_y^* = 0.$$

Виходячи з означень Г.М. Савіна, а також формул даної роботи, запишемо вирази для головного вектора P^0 та головного моменту $M^0 = M_x^0 + i\alpha M_y^0$, записані через комплексні потенціали

$$P_\gamma^0 = \left\{ 2i\alpha D_1 \left[\Phi(z) - \overline{\Phi(z)} \right] - K_y \Omega \right\}_L; \quad (8)$$

$$M^0 = \left\{ 2D_{66} \left[z\overline{\Phi(z)} + \overline{\psi(z)} - \frac{4}{5}R_1 \right] + 2z\alpha^2 D_1 \left[\Phi(z) - \overline{\Phi(z)} \right] - D_1 \left(3\alpha^2 + \nu_{12} \right) \varphi(z) - i\alpha z K_x \left(\alpha^2 - 1 \right) \Omega \right\}_L,$$

де символ L праворуч фігурних дужок означає приріст виразів у дужках при однократному обході контуру L . Обхід контуру L здійснюється шляхом найкоротшого обертання осі Ox до співпадання її з віссю Oy .

Надалі будемо припускати, що функція Ω є однозначною у будь-якій точці однозв'язної чи багатозв'язної області, яку займає пластина, і прямує до нуля при $|z| \rightarrow \infty$. Тому вирази та інтеграли, котрі мають функції $\Omega(x, y)$, чи $R_1(x, y)$, можна покласти рівними нулю при будь-якому замкнутому контурі. Тим самим вважається, що головний вектор і головний момент напруженого стану, який описується цією функцією на боковій поверхні, і вирізаного з пластини циліндра, дорівнює нулю. Аналіз формул (7), (8) для ортотропної пластини показує, що функція $\varphi(z)$ визначена з точністю до складових $Cz + \gamma'_0$, а функція $\psi(z)$ – з точністю до сталої γ''_0 . Тут C – довільна дійсна стала, а γ' і γ'' – довільні комплексні сталі.

Як показано Г.М. Савіним [5] та І.О. Прусовим [4], наведені добавки відповідають переміщенню пластин як жорсткого цілого. Для ліквідації такої невизначеності достатньо вимагати, щоб у точці $z = 0$, яка належить області, що займає пластина, виконувались умови:

$$\text{Im}[\Phi(0)] = 0; \quad \varphi(0) = 0; \quad \psi(0) = 0. \quad (9)$$

Якщо ж маємо випадок нескінченної плити з довільним отвором, де розміщений початок координат, то при нульових значеннях головного вектора P_γ^0 і головного моменту M^0 зовнішнього навантаження відносно початку координат, досить покласти

$$\operatorname{Im}[\Phi(\infty)] = 0; \quad \varphi(\infty) = 0; \quad \psi(\infty) = 0. \quad (10)$$

Таким чином, за заданих навантажень чи переміщень, завжди можна одержати вирази для комплексних потенціалів, які б задовольняли умовам (9), (10).

Висновки. Використано метод лінійного спряження для уточненої моделі згину ортотропних плит середньої товщини, що враховує поперечний зсув та обтиснення. За методикою І.О. Прусова, коли корені характеристичного рівняння можуть бути рівні та уявні, отримано зручні залежності між згинальними і крутними моментами, поперечними силами та узагальненими кутами поворотів, записані через комплексні потенціали. Враховуючи закон Гука, знайдено вирази для напружень через внутрішні сили і моменти.

1. Амбарцумян С.А. Теория анизотропных пластин.– С.А. Амбарцумян. – М.: Наука, 1987. –360с.
2. Лехницкий С.Г. Анизотропные пластинки / С.Г. Лехницкий. – М.: Гостехиздат, 1957. – 464 с.
3. Мухелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости / Н.И. Мухелишвили. – М.: Наука, 1966. – 707 с.
4. Прусов И.А. Метод сопряжения в теории плит / И.А. Прусов. – Минск: Издательство Беларускаго дасядарственаго універсітета, 1975. – 256 с.
5. Савин Г.Н. Распределение напряжений около отверстий / Г.Н. Савин. – К.: Наукова думка, 1968. – 887 с.
6. Шваб'юк В.І. Комплексне подання уточнених рівнянь згину ортотропних пластин з тріщинами / В.І. Шваб'юк // Машинознавство. – 1999.– №4.– С. 51–55.
7. Шваб'юк В.І. Учет эффекта сжимаемости нормали в контактных задачах для трансверсально-изотропных плит / В.І. Шваб'юк // Прикладная механика. – 1980. – Т. 16. – №9. – С. 71–77.

**УТОЧНЕНИЙ РОЗРАХУНОК ГОЛОВКИ ШАТУНА
ТАНКОВОГО ДВИГУНА**

**REVISED CALCULATION OF CONNECTING ROD END OF
TANK ENGINE**

Шваб'юк В.І., д.т.н., проф., Ротко С.В., к.т.н., доц., Ужегова О.А., к.т.н., доц., Шваб'юк В.В., к.т.н., доц. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Shvabyuk V.I., doctor of engineering sciences, professor, Rotko S.V., candidate of technical sciences, Uzhegova O.A., candidate of technical sciences, Shvabyuk V.V., candidate of technical sciences (Lutsk National Technical University, Lutsk)

На базі уточненої моделі композитних стрижнів розроблена методика розрахунку замкнутої кругової головки шатуна. Наведені порівняння з результатами плоскої задачі теорії пружності свідчать про ефективність і точність такої методики без відчутного ускладнення розрахункових рівнянь.

The calculation method of closed circular connecting-rod end is developed on the base of the refined model of composite rods. It is offered to find the distribution of stresses in the connecting-rod end by the formulas which are dictated by refined theory of curved rods. In such cases, the ears head in a zone of the transition to the base of connecting rod is taken as non-deformed, and crooked rod is considered rigidly clamped. The distribution of the contact pressures from the thumb to the ears is considered known and is specified by the cosine law. The values of bending moments and longitudinal forces are obtained as well as the corresponding normal stresses in specific cross-sections of the rod. Presented comparisons and the results of elastic theory's plane problem demonstrate the efficiency and accuracy of such technique without noticeable complications of the calculating equations.

Ключові слова: теорія кривих стрижнів, шарнірні з'єднання, розподіл контактних тисків.

Keywords: theory of curves rods, connection on hinges, the distribution of the contact pressures.

Розрахунок шарнірних з'єднань, що мають внутрішній контакт у вигляді кругових циліндрів (пальців) із круговими порожнинами (вушками), є одним із найбільш відповідальних розрахунків елементів машин і споруд. Їх розрахунок методами плоскої задачі теорії пружності наводиться у монографіях [3,4]. При цьому, замкнута головка шатуна (вुшко) подавалась у вигляді кругового кільця сталі жорсткості (рис.1), що навантажувалось зовнішнім $q^+(\varphi)$ та внутрішнім $q^-(\varphi)$ тиском.

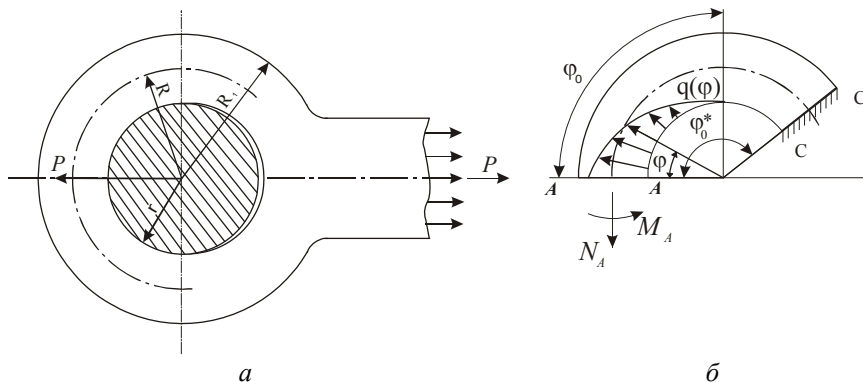


Рис. 1. Схема навантаження та розрахункова схема головки шатуна

У роботі [3] розподіл внутрішнього тиску знаходився із розв'язку плоскої задачі теорії пружності методами функцій комплексної змінної шляхом зведення до сингулярних інтегральних рівнянь. Розв'язки таких рівнянь шукались у вигляді нескінченних тригонометричних рядів. Математичні складнощі, що виникають при розв'язуванні такого типу задач, змушують багатьох авторів до прийняття різних спрощень відносно характеру розподілу контактного тиску між пальцем і вушком (розподіл за косинусом, рівномірний розподіл тощо).

Наприклад, у монографії [1] криві зміни контактного тиску апроксимуються двочленним виразом

$$q(\varphi) = a_1 \cdot \cos(0,5\pi\varphi / \varphi_0) + a_2 \cos(1,5\pi\varphi / \varphi_0), \quad (1)$$

де коефіцієнти a_1 , a_2 визначаються із графіків, побудованих на основі експериментів, із урахуванням радіальних зазору чи натягу в

області спряження штока з вушком; $\pm\varphi_0$ – зона контакту (де діє контактний тиск), яка визначається з рівняння:

$$P = 2R \int_0^{\varphi_0} q(\varphi) \cos \varphi d\varphi.$$

Результати експериментів показують, що такий розподіл буде справедливим, коли відношення радіуса зовнішнього контура вушка R_1 до внутрішнього r задовольняє нерівності $R_1/r > 1,5$. Розподіл напружень у вушці автори цієї монографії пропонують знаходити за формулами, які диктуються теорією кривих стрижнів. У таких випадках головка вушка в зоні переходу до основи шатуна вважається недеформованою, а кривий стрижень – жорстко защемленим. Аналогічну методику використаємо і в даній роботі. Але в розрахунках будемо користуватись уточненими рівняннями для кривих стрижнів [6].

У роботі [4] розподіл таких тисків вважається відомим і задається у вигляді:

$$q^+(\varphi) = -\frac{2P}{\pi \cdot R_1} \cdot \cos \varphi \quad \text{при} \quad \frac{\pi}{2} \leq \varphi \leq \frac{3\pi}{2}; \quad (2)$$

$$q^-(\varphi) = \frac{2P}{\pi \cdot r} \cdot \cos \varphi \quad \text{при} \quad -\frac{\pi}{2} \leq \varphi \leq \frac{\pi}{2},$$

де R_1 і r – зовнішній та внутрішній радіуси кільця.

Розподіл напружень у вушці пропонується знаходити за формулами, що диктуються уточненими рівняннями для кривих композитних стрижнів, які враховують поперечний зсув і обтиснення [6]:

$$\frac{d^2w}{d\varphi^2} + w = -\frac{MR^2}{EI'} + \frac{6}{5} \cdot \frac{R}{G'} \left(\frac{N}{A} + \frac{qR}{A} \right) \cdot \left(1 - 0,7 \frac{h^2}{R^2} \right) - \frac{qR}{2E'} \left(1 - \frac{6}{5} \cdot \frac{E'}{G'} \right); \quad (3)$$

$$\frac{dv}{d\varphi} + w = \frac{M + NR}{EA} - \left(\frac{N}{A} + \frac{q}{2} \right) \frac{h^2}{6RG'} - \frac{qh}{12E'} \left(\frac{E'}{G'} - 1,35 \right),$$

Тут $I' = \int_A \frac{R}{R+\gamma} \gamma^2 dA$ - величина, яка за своєю розмірністю і змістом аналогічна моменту інерції поперечного перерізу кільця;

E, E', G' – модулі пружності та зсуву матеріалу кільця у тангенціальному та радіальному напрямках; $v(\varphi)$ і $w(\varphi)$ – переміщення середньої лінії вушка у тангенціальному та радіальному напрямках середньої лінії кільця (вушка); A – площа поперечного перерізу; $q(\varphi)$ – нормальний тиск, який не дорівнює нулю тільки на ділянці контакту вушка з жорстким циліндром (пальцем).

У таких випадках головка вушка в зоні переходу до основи шатуна вважається недеформованою, а кривий стрижень – жорстко защемленим.

Нехай на замкнуту кругову головку (вушко) вздовж осі шатуна діє сила P (рис. 1 а), яка викликає всередині вушка внутрішній тиск $q(\varphi)$. За розрахункову схему приймемо частину вушка (рис.1 б), яка обмежена перерізами А-А ($\varphi = 0$) і С-С ($\varphi = \varphi_0^*$). Будемо вважати, що в перерізі А-А діють граничні умови закріплення у вигляді ковзних опор, а в перерізі С-С – умови жорсткого затиснення, які сформовані для кривих стрижнів.

Після їх знаходження залежності для згинального моменту $M(\varphi)$, а також поздовжньої $N(\varphi)$ та поперечної $Q(\varphi)$ сил, з урахуванням дії розподіленого тиску [1], у перерізах, де $\varphi \leq \varphi_0$, будуть мати вигляд:

$$M(\varphi) = M_A + N_A \cdot R(1 - \cos \varphi) - rR \int_0^{\varphi} q(\tau) \sin(\varphi - \tau) d\tau; \quad (4)$$

$$N(\varphi) = N_A \cos \varphi + r \int_0^{\varphi} q(\tau) \sin(\varphi - \tau) d\tau;$$

$$Q(\varphi) = -N_A \sin \varphi + r \int_0^{\varphi} q(\tau) \cos(\varphi - \tau) d\tau.$$

Для іншої ділянки, де $\varphi > \varphi_0$, у виразах (3) верхню границю в інтегралах необхідно взяти рівною φ_0 .

Нормальні та дотичні напруження в замкнутій головці шатуна легко знаходяться з формул [6]:

$$\sigma_{\varphi} = \frac{N}{A} + \frac{M}{RA} + \frac{M}{I'} \cdot \frac{R\gamma}{R+\gamma} - \frac{E}{2G'} \cdot \frac{\gamma}{R+\gamma} \left(\frac{N}{A} - q_1 - \frac{R}{2h} \cdot q_2 \right) \times$$

$$\times \left[\frac{\gamma^2}{h^2} - \frac{h^2}{3R\gamma} \left(3 \frac{\gamma^2}{h^2} - 1 \right) - 0,6 - 0,35 \frac{h^2}{R^2} \right] + \quad (5)$$

$$+ \frac{3E}{8E'} \frac{q_2 h}{R+\gamma} \left(\frac{\gamma^2}{h^2} - \frac{\gamma^4}{6h^4} - 0,3 \left(1 + \frac{\gamma}{R} \right) \right).$$

$$\tau_{\varphi\gamma} = \frac{3Q}{2A} \left(1 - \frac{\gamma^2}{h^2} \right) \left(1 - \frac{\gamma}{3R} \right),$$

де $q_1 = -\frac{1}{2}(q^+ + q^-)$, $q_2 = q^- - q^+$; q^+ , q^- – розподілені стискувальні нормальні тиски на зовнішній та внутрішній поверхнях вушка.

Поклавши в (6) $q_1 = -0,5q(\varphi)$, $q_2 = q(\varphi)$, $\gamma = \pm h$, одержимо напруження $\sigma_{\varphi}(\varphi)$ на зовнішній і внутрішній поверхнях вушка головки шатуна:

$$\sigma_{\varphi}(\pm h) = \frac{N}{A} + \frac{M}{RA} \pm \frac{M}{I'} R \cdot h^{\pm} \mp \frac{E}{G} \left(\frac{N}{A} - \frac{q}{2} \left(\frac{R}{h} - 1 \right) \right) \times$$

$$\times \left(\frac{1}{5} \mp \frac{h}{3R} - \frac{h^2}{GR^2} \right) h^{\pm} + 0,2q \left(1 \mp 0,56 \frac{h}{R} \right) \frac{E}{E'} h^{\pm}, \quad h^{\pm} = \frac{h}{R \pm h}, \quad (6)$$

Для розрахунку візьмемо головку шатуна танкового двигуна з такими даними: матеріали кільця і головки – сталь 30ХГСА з модулями пружності $E = 210 \text{ ГПа}$, $G = 82 \text{ ГПа}$ та коефіцієнтом Пуассона $\nu = 0,3$; розміри вушка: $R_1 = 75 \text{ мм}$, $R = 55 \text{ мм}$, $r = 35 \text{ мм}$, $2h = 40 \text{ мм}$, $b = 10 \text{ мм}$, $\varphi_0^* = 3\pi/4$; максимальний зазор між пальцем і вушком $\varepsilon = 0,045 \text{ мм}$; результуюча сила, яка діє на палець $P = 4 \text{ Мн/м}$. Виходячи з цих даних і на основі відповідних номограм роботи [1, ст.70], знаходимо: $\varphi_0 = 0,733 \text{ рад}$, $a_1 \approx 116 \text{ МПа}$, $a_3 \approx -12 \text{ МПа}$. Задовольняючи граничним умовам (4), отримаємо значення

згинального моменту $M(\varphi)$ та поздовжньої сили $N(\varphi)$ у характерних перерізах вушка, коли $\varphi = 0, 4\pi/9, 3\pi/4$ (куту $\varphi = 4\pi/9$ відповідають найбільші розтягувальні напруження на внутрішньому контурі [3]). Результати розрахунків занесені до таблиці 1.

Таблиця 1
Значення згинальних моментів і поздовжніх сил

φ	0	$\frac{4\pi}{9}$	$\frac{3\pi}{4}$
$M(\varphi)$, кН	24,6	-24,9	24,8
$N(\varphi)$, кН/м	995	1899,3	990,1

У зв'язку з тим, що напруження у перерізі уявного защемлення кривого стрижня ($\varphi_0^* = 3\pi/4$) є приблизно такими ж, як і в центральному перерізі, будемо шукати їх тільки для значень $\varphi = 0$ і $\varphi = 4\pi/9$.

Дані підрахунків $\sigma_\varphi(h, \gamma)$, за формулою (7) та відповідними формулами плоскої задачі теорії пружності [3], наведені у табл. 2.

Таблиця 2
Значення нормальних напружень у характерних перерізах стрижня

	Плоска задача теорії пружності	Уточнена модель [6]	Гіпотеза плоских перерізів
$\sigma_\varphi(h, 0)$, (МПа)	105,0	105,3	98,25
$\sigma_\varphi(-h, 4\pi/9)$, (МПа)	193,2	192,2	171,1

Одержані результати підтверджують висновки попередніх авторів [3, 4], що найбільші розтягувальні напруження виникають на внутрішній поверхні вушка, коли кут $\varphi \approx 4\pi/9$. Дані табл. 2 свідчать також, що при визначенні колових нормальних

розтягувальних напружень застосування гіпотези плоских перерізів може привести до більше ніж 10% похибки. Ця похибка залежить від відносної кривини вушка головки шатуна та відношення сталих E/G' і може бути досить значною для випадку ортотропного матеріалу [2]. Названі ефекти враховуються уточненою моделлю згину кривих стрижнів при відносній простоті розрахункових рівнянь.

Висновки. Результати, одержані на базі уточненої моделі згину кривих ізотропних стрижнів, для найбільших розтягувальних напружень, що виникають на внутрішній поверхні вушка, коли кут $\varphi \approx 4\pi/9$, майже повністю співпадають із відповідними результатами плоскої задачі теорії пружності. Одержані дані свідчать також про те, що при визначенні колових нормальних розтягувальних напружень застосування гіпотези плоских перерізів може призвести до похибки понад 10%. Похибка залежить від відносної кривини вушка головки шатуна та відношення сталих E/G' і може бути досить значною для випадку ортотропного матеріалу.

1. Александров В.М., Ромалис Б.Л. Контактные задачи в машиностроении.-М.: Машиностроение, 1986.-176 с.
2. Гарнопольский Ю.М., Розе А.В. Особенности расчета деталей из армированных пластиков. Рига: Зинатне, 1969.– 276 с.
3. Теплый М.И. Контактные задачи для областей с круговыми границами. – Львов: Вища школа, 1983.– 176с.
4. Тимошенко С.П., Гудьер Дж. Теория упругости. М.: Наука, 1975.- 575с. 5. Тимошенко С.П., Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки. - М.: Физматгиз, 1963.- 635с.
6. Шваб'юк В.І., Маткова А.В., Садівський В.М. Про уточнення рівнянь кривих брусів і кілець //Наукові нотатки.– Луцьк: Луцьк. індустр. ін-т. 1994. В.2. – С.51-59.

**ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН
БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ**

**DESIGN REINFORCED CONCRETE COLUMNS OF
MULTI-STOREY BUILDINGS**

**Шваб'юк В.І., д.т.н., проф., Ужегова О.А, к.т.н., доцент,
Ротко С.В., к.т.н., доцент, Ужегов С.О., асистент, (Луцький
національний технічний університет, м. Луцьк)**

**Shvabyuk V.I., doctor of engineering sciences, professor, Uzhegova
O.A., candidate of technical sciences, Rotko S.V., candidate of technical
sciences, Uzhegov S.O. assistant (Lutsk National Technical University,
Lutsk)**

У статті наведені деякі положення щодо проектування залізобетонних колон багатоповерхових будівель, що працюють з випадковими ексцентриситетами, відповідно до чинних будівельних норм України, гармонізованих до Eurocode-2.

The article contains some principles for designing reinforced concrete columns of multi-storey buildings as compressed elements that work with random eccentricities, according to current building codes Ukraine harmonized to Eurocode-2. Formulas were given for calculating the compressed elements of strength considering the longitudinal fold. Presented basic structural conditions that need to be followed for the selection of working longitudinal rods, diameter and pitch of the transverse reinforcement of columns, as well as indirect reinforcement elements at linking between precast columns.

Ключові слова: колона, випадковий ексцентриситет, конструювання, поздовжня арматура, поперечна арматура.

Key words: column, random eccentricity, design, longitudinal reinforcement, transverse reinforcement.

У будівництві застосовують залізобетонні колони суцільного квадратного або прямокутного перерізу, розвиненого у площині дії моменту, а також двовіткові для висоти понад 10 м і значних

навантажень. Колони – стійки каркасу, які працюють на стискання з випадковими або з розрахунковими ексцентриситетами. Прямокутний переріз колони: $b \times h$, причому, має виконуватись умова $h < 4b$ [2, п. 8.5]; якщо прямокутний у плані залізобетонний елемент має розмір $h \geq 4b$, то він називається «стіна» [2, п. 8.6].

Залізобетонні колони армують робочою поздовжньою та поперечною арматурою. Поздовжня арматура приймається за розрахунком. Площа її поперечного перерізу A_s .

Перед проектуванням колони слід задатися класом бетону і арматури (для визначення розрахункових характеристик міцності матеріалів); розмірами перерізу колони; залежно від умов закріплення на краях (рис.1) визначити розрахункову довжину стержня колони; знати конструкції перекриттів та покриття; знати величини змінного навантаження на перекриття та покриття будівлі (відповідно до призначення будівлі та району будівництва).

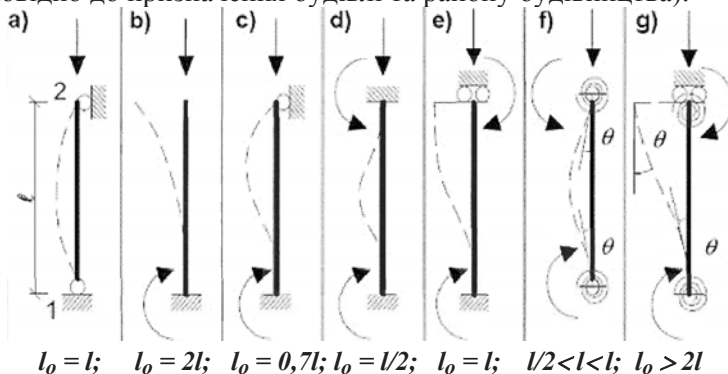


Рис.1. Визначення розрахункової довжини стиснутого стержня та можлива втрати стійкості при різних закріпленнях на краях [3, рис.6.2]

Якщо колона сприймає зовнішнє навантаження, виражене через N_{Ed} (розрахункова осьова стискаюча сила, рис. 2), міцність буде забезпечена, коли

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}, \quad (1)$$

де N_{Rd} – тримка здатність перерізу залізобетонної колони.

Розрахункова осьова сила N_{Ed} включає навантаження від власної ваги колони (при розрахунку колони першого поверху слід врахувати вагу колон усіх поверхів), вагу ригелів перекриттів, постійне та змінне навантаження від міжповерхових перекриттів (з

певної вантажної площі) та покриття з урахуванням снігового навантаження, залежно від кліматичного району будівництва. Довготривале значення поздовжньої сили N_{Ed} обчислюють з урахуванням власної ваги колон, ригелів, постійного та квазіпостійного навантажень від перекриттів та покриття будівлі.

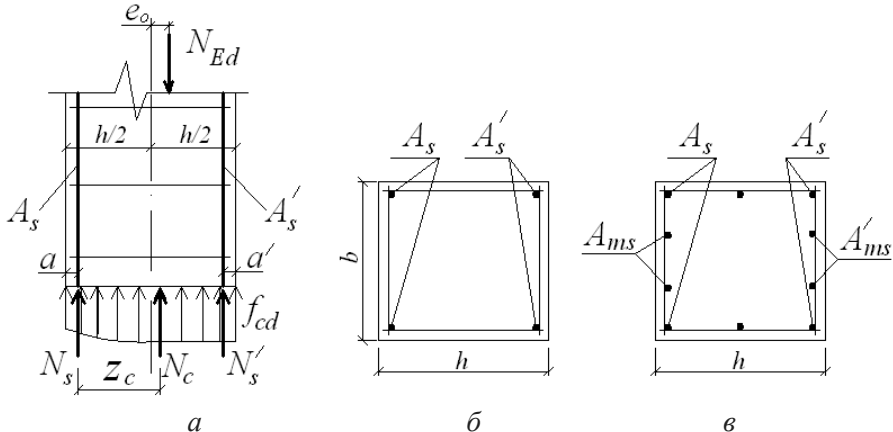


Рис. 2. Розрахункові схеми стиснутих елементів, що працюють з випадковими ексцентриситетами

Якщо характеристика гнучкості колони $\lambda = l_o / h > 4$, то потрібно враховувати поздовжній згин колони через введення коефіцієнта φ .

Випадковий ексцентриситет обчислюють як

$$e_a \geq \max \{ h/30; l/600 \}.$$

Тримка здатність (умова міцності) залізобетонного перерізу колони становить:

$$N_{Rd} = \varphi [f_{cd} \times b \times h + \Sigma(f_{yd} \times A_s)]. \quad (2)$$

Якщо $l < 20h$, то розрахунок поздовжньої арматури виконують за формулою:

$$A_s + A'_s = \frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot f_{yd}} - bh \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, \quad (3)$$

де коефіцієнт φ спочатку приймають у першому наближенні рівним 0,75 – 0,85, а потім уточнюють за формулою:

$$\varphi = \varphi_c + 2(\varphi_r - \varphi_c) \cdot \alpha \leq \varphi_r, \quad (4)$$

$$\text{де } \alpha = \frac{f_{yd}(A_s + A'_s)}{f_{cd}bh} = \rho_l \frac{f_{yd}}{f_{cd}},$$

тут $\rho_l = \Sigma A_s / bh$ – коефіцієнт поздовжнього армування.

Значення коефіцієнтів φ_c та φ_r визначають за табл. 2.15 [5], залежно від характеристики гнучкості λ та відношення довготривалого значення осьової сили N_{Ed} до повного значення N_{Ed} .

При наявності проміжних стержнів, площею A_{ms} , розташованих біля робочих граней перерізу (рис. 2,в), площу перерізу арматури $A_s + A'_s$ приймають рівною половині площі перерізу всієї арматури в поперечному перерізі елемента.

Якщо при розрахунках колони на міцність за формулою (3) отримують площу поздовжньої арматури $A_s + A'_s$ зі знаком "–", то варто зменшити розміри поперечного перерізу колони або передбачити застосування бетону нижчого класу і розрахунок повторити за новими вихідними даними.

Фактична несуча здатність уточненого перерізу встановлюється за формулою (2).

Мають виконуватися також і конструктивні умови:

$$A_s \geq A_{s,min}; \quad A_s \geq 0,002A_c; \quad A_s \leq A_{s,max}. \quad (5)$$

Мінімальна розрахункова площа поздовжньої арматури колони становить [3, п. 9.5.2]:

$$A_{s,min} = 0,1N_{Ed} / f_{yd}, \quad (6)$$

тут N_{Ed} – розрахункова осьова стискаюча сила; f_{yd} – межа текучості арматури.

Максимальне значення площі перерізу поздовжньої арматури за межами напусків (якщо тільки не показано, що цілісність бетону не порушується, і що повний опір досягається у граничному стані):

$$A_{s,max} = 0,04 A_c. \quad (7)$$

У напусках максимальне значення площі перерізу поздовжньої арматури становить

$$A_{s,max} = 0,08 A_c. \quad (8)$$

Мінімальний діаметр поздовжніх стрижнів становить 8 мм [2, п. 8.5.1.2]. Для колон полігонального поперечного перерізу у кожному куті має бути як мінімум один стержень. У колонах круглого перерізу повинно бути не менше чотирьох поздовжніх

стрижнів. Відстань між поздовжніми стержнями не може перевищувати 400 мм вздовж кожної грані колони. Поздовжню арматуру необхідно належним чином анкерувати. Мінімальна ділянка анкерування арматури стиснутої зони становить:

$$l_{b,min} \geq \max \{0,6 l_{b,rqd}; 10 \varnothing; 100 \text{ мм}\}, \quad (9)$$

де $l_{b,rqd}$ – необхідна базова довжина анкерування [2, п. 7.2].

Поперечна арматура повинна мати діаметр не менше **6 мм** і не менше від чверті максимального діаметра поздовжньої арматури. Діаметр дроту зварних сіток непрямого армування повинен бути не менше **5 мм**.

Крок поперечної арматури вздовж колони не повинен перевищувати $S_{cl,t max}$. Мають виконуватися умови:

$$S_{cl,t max} \leq 20\varnothing l_{max}; S_{cl,t max} \leq b; S_{cl,t max} \leq h; S_{cl,t max} \leq 400 \text{ мм}. \quad (10)$$

Максимальний крок $S_{cl,t max}$ необхідно зменшувати застосуванням коефіцієнта 0,6 на ділянках завдовжки h (h – більший розмір перерізу колони) вище і нижче балки або плити, а також біля з'єднань поздовжньої арматури напуском (якщо максимальний діаметр поздовжньої арматури більший за 14 мм, то встановлюють не менше трьох поперечних стержнів рівномірно по довжині напуску).

Якщо напрям поздовжніх стержнів змінюється (наприклад, у випадку монолітних багатоярусних колон зі змінними розмірами перерізу), то крок поперечної арматури необхідно визначати з урахуванням бокових зусиль (ці впливи можна не враховувати, якщо зміна напрямку не більша за 1/12).

Кожен поздовжній стержень, розташований у куті, повинен утримуватися поперечною арматурою.

Збірні колони стикують між собою (рис. 3) зварюванням торцевих сталевих листів, між якими знаходиться центрувальна прокладка завтовшки 3 – 5 мм. Розрахункове зусилля, яке виникає у стику від зовнішніх впливів, повинне бути меншим від місцевий стиск

$$N_{Ed} \leq F_{Rdu}, \quad (11)$$

де зосереджене зусилля опору F_{Rdu} визначають за формулою:

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0 f_{cd} A_{c0}, \quad (12)$$

де A_{c0} – площа навантаження;

A_{c1} – максимальна розрахункова площа розподілу (рис. 4).

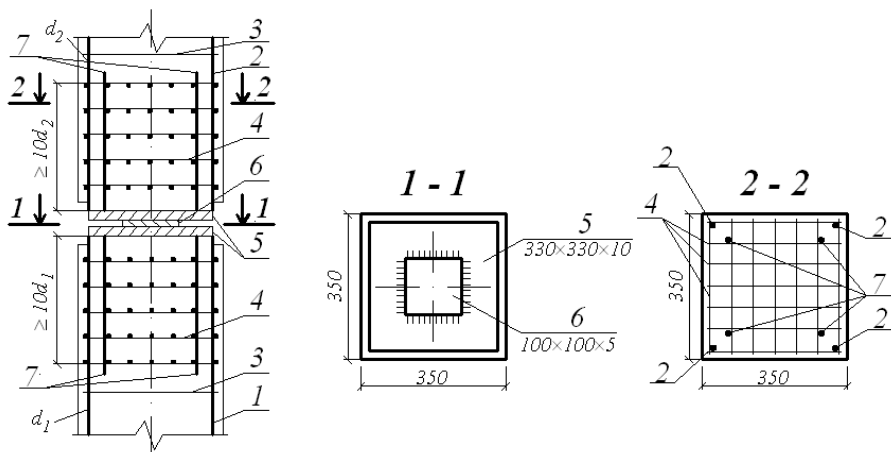
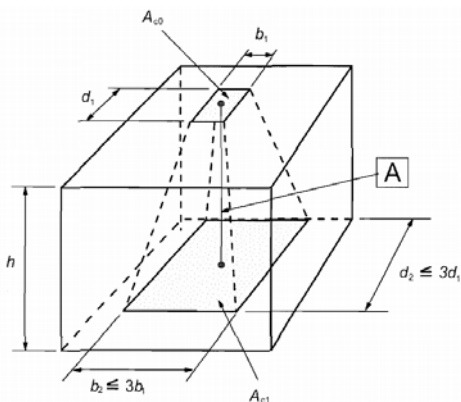


Рис. 3. Міжповерховий стик збірних колон: 1 – робоча поздовжня арматура колони нижнього поверху; 2 – робоча поздовжня арматура колони верхнього поверху; 3 – поперечна арматура колон; 4 – сітки непрямого армування; 5 – закладна деталь, пластина з привареними анкерними стержнями 7, $\varnothing \geq 10$ мм; 6 – центруюча прокладка



A – лінія дії осової сили;

$$h \geq (b_2 - b_1);$$

$$h \geq (d_2 - d_1)$$

Рис. 4. Розрахунковий розподіл при місцевому стиску [3, рис. 6.29]

Для сприйняття зусиль розтягу необхідно передбачати армування, яке залежить від впливу навантаження. У місцях з'єднання збірних колон (орієнтовно на висоті 0,6 м від рівня верху плити перекриття) застосовують непряме армування, що

перешкоджатиме поперечному розширенню бетону, внаслідок чого зросте міцність бетону при поздовжньому стиску. Найчастіше непряме армування створюють спіралями або пакетами поперечних зварних сіток (не менше 4 шт.). Сітки непрямого армування можуть бути зварними зі стержнів у взаємно перпендикулярних напрямках або у вигляді «зигзагу» [6, с. 325]. Крок сіток має становити від 60 до 150 мм і не перевищувати 1/3 меншої сторони перерізу колони. Розміри комірок сіток назначають від 45 до 100 мм і не більше 1/4 меншої сторони перерізу колони. Сітки розташовують на ділянці завдовжки $10d$ від торця колони у випадку армування поздовжніми стержнями періодичного профілю, а при армуванні гладкою арматурою – $20d$, де d – діаметр поздовжніх робочих стержнів (рис. 3), а також ця ділянка має бути не менша h за рис. 4.

Для забезпечення опирання ригелів (прогонів) у колонах передбачають консолі, які бувають односторонніми або двосторонніми. Габарити консолей перевіряють розрахунком і назначають такими: висота перерізу консолі в опорному перерізі ≥ 250 мм; кут нахилу стиснутої грані 45° (при висоті консолі до 100 мм і вильоті до 150 мм консоль проєктують прямокутною); ширина консолі рівна ширині колони. Поперечна арматура консолей – горизонтальні хомути з кроком $s \leq 0,25h$, де h – висота консолі, а також $s \leq 150$ мм; відігнуті стержні діаметром не більше 1/15 довжини відгину і $d \leq 25$ мм.

Для розрахунку подібних колон зручно користуватися алгоритмом:

Вихідні дані: N_{Ed} , кН; N_{IEd} , кН; b , мм; h , мм; l_0 , мм; клас бетону C , f_{cd} , МПа; клас арматури, f_{yd} , МПа; випадковий ексцентриситет $e_a \geq \max \{h/30; l/600\}$	
1	$\lambda = l_0 / h$
2	Якщо $\lambda > 4$, то врахувати поздовжній згин колони введенням коефіцієнта φ : прийняти у першому наближенні $\varphi = 0,75 - 0,85$. Якщо $\lambda \leq 4$, то коефіцієнт $\varphi = 1$.
3	Виконати розрахунок поздовжньої арматури: $A_s + A'_s = \frac{N_{Ed}}{\varphi \cdot f_{yd}} - bh \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$. Якщо $A_s + A'_s$ отримано зі знаком "-", то варто зменшити розміри поперечного перерізу колони або передбачити застосування бетону нижчого класу і розрахунок повторити за новими даними.

4	За сортаментом підібрати симетричне армування (4 шт.). Визначити $A_{s,факт}$.
5	Визначити мінімальну розрахункову площу поздовжньої арматури колони: $A_{s,min} = 0,1N_{Ed}/f_{yd}$.
6	Визначити максимальну розрахункову площу поздовжньої арматури колони: $A_{s,max} = 0,04 A_c$.
7	Перевірити виконання умов: $A_{s, факт} \geq A_{s,min}$; $A_{s, факт} \geq 0,002A_c$; $A_{s, факт} \leq A_{s,max}$. Якщо умови виконуються, то перейти до п. 8. Якщо умови не виконуються, змінити переріз колони або передбачити застосування бетону іншого класу і розрахунок повторити за новими вихідними даними.
8	Обчислити коефіцієнт $\alpha = \frac{f_{yd}(A_s + A'_s)}{f_{cd}bh}$.
9	Обчислити відношення довготривалого значення осьової сили N_{IEd} до повного значення N_{Ed}
10	Залежно від гнучкості λ , відношення N_{IEd}/N_{Ed} , визначити коефіцієнти φ_c та φ_r за табл. 2.15 [5]
11	Уточнити коефіцієнт φ : $\varphi = \varphi_c + 2(\varphi_r - \varphi_c) \cdot \alpha \leq \varphi_r$.
12	Повторити розрахунки пп. 3 – 7. Законструювати переріз.

1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України: ДБН В.2.6-98:2009. – К.: Мінрегіонбуд 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 / Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
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. ДСТУ EN 10080-2009. Сталь для армування бетону. Зварювана арматурна сталь.-К.: Держспоживстандарт України, 2012. – 68 с.
5. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций.- М.: Стройиздат, 1989.- 506 с.
6. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / Под ред. А.Б.Голышева.- К. : Будівельник, 1990.- 544 с.

**ВПЛИВ ВИКОРИСТАННЯ ПРОФІЛЬНОЇ МЕМБРАНИ
НА ЕКСПЛУАТАЦІЙНІ ВЛАСТИВОСТІ ТРОТУАРУ**

**IMPACT OF USE PROFILE MEMBRANE ON PAVEMENT
PERFORMANCE PROPERTIES**

**Шимчук О.П., к.т.н., доц., Бондар А.П., Максимюк М.І. (Луцький
НТУ, м. Луцьк)**

**Shymchuk O.P., k.t.n., Associate Professor, Bondar A.P., Maximyuk
M.I. (Lutsk NTU, m. Lutsk)**

В статті розглянуто дослідження впливу введення в конструкцію тротуару прошарку із профільної мембрани, що дозволить усунути причину перезволоження основи та її просідання

In the article the domestic experience of using precast concrete slabs and concrete elements paving for placement of road and sidewalk paving and study the impact of input into the design of the pavement layer of the profile of the membrane, which will provide constructive (calculated) parameters and indicators, and will get the design and with the consumer properties that with a slight initial increase in the cost of construction will lead, ultimately, to save money and materials for repairs and freeing up time and manpower to solve other important problems by addressing the causes of waterlogging and its foundations subsidence. Therefore, experimental research was conducted process of removing rainwater that passes through the pavement and crushed stone foundation sidewalk construction with profiled membrane.

Ключові слова: профільована мембрана, тротуар, бруківка
Keywords: profiled membrane, pavement, paving.

Постановка наукової проблеми та її значення. В умовах коли наша держава стала безпосереднім сусідом Євросоюзу, а також прагне стати його повноцінним членом, потрібно наблизити розвиток усіх галузей народного господарства до європейського рівня, насамперед встановити вимоги до використання широкої

гамми продукції, зокрема дорожньої галузі, яка б відповідала європейським стандартам якості.

Кожен з нас час від часу звертає увагу на покриття, по якому ми пересуваємося, чи то пішохідна, велосипедна доріжка, чи міська площа, двір біля будинку або автомагістраль. На жаль, частіше ми звертаємо увагу на незручності, які нам створюють вибоїни на дорогах, калюжі біля будинку. У таких випадках ми завжди згадуємо безгосподарних шляховиків, які за родом своїх занять повинні стежити за станом доріг, тротуарів і т.д. І, маючи можливість самим вибрати дорожнє покриття, природно, бажаємо вирізнитися від вищезгаданих безгосподарників, і починаємо шукати найоптимальніше покриття для пішохідної зони, стоянки, двору.

Напевно вистачить тільки одного недоліку асфальтобетону, щоб від нього відмовитися, а саме: останні дослідження довели, що асфальтове покриття при нагріванні понад 25 за Цельсієм починає виділяти в атмосферу канцерогенні речовини. Тротуарна плитка при природному кліматичному нагріванні не розм'якшується й зберігає свої міцні властивості, не виділяє, на відміну від асфальту, шкідливих речовин.

Сумісність роботи бруківок в складі суцільного транспортно-дорожнього покриття забезпечується використанням при замонолічуванні швів цементно-піщаних сумішей із вмістом портландцементу марки 400 (залежно від умов експлуатації) від 100 до 150 кг/м³. Тому виникає проблема міцності та надійності дорожнього покриття в будь-яку пору року, враховуючи неможливість використання традиційних матеріалів, а саме – гарячих асфальтобетонних сумішей.

Таким чином, питання технології та якісних матеріалів для будівництва відновлення експлуатаційних властивостей автомобільних доріг та тротуарів на сьогоднішній день є досить актуальним.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. З багаторічного вітчизняного досвіду використання збірних залізобетонних плит та бетонних елементів мостіння для влаштування дорожніх і тротуарних покриттів сформований традиційний підхід до конструктивно-технологічних рішень дорожнього одягу. Згідно з запропонованими у [1, 2] конструктивними рішеннями одягу міських доріг тротуарне або дорожнє покриття з бруківок потрібно

вкладати на втрамбовані піщані, піщано-гравійні або бетонні основи. Питанням введення в конструкцію тротуару профільної мембрани дослідники уваги не приділяли.

Метою роботи було використання профільної мембрани, яка забезпечить конструктивні (розрахункові) параметри і показники, і дозволить отримати ту конструкцію і з тими споживчими властивостями, яка при незначному початковому зростанні вартості конструкції призведе, в кінцевому результаті, до економії коштів і матеріалів на ремонт і вивільнить час та робочі сили для вирішення інших не менш важливих проблем.

Результати дослідження. У дорожньому будівництві для підвищення стійкості і довговічності дорожньої конструкції як в процесі нового будівництва, так і під час реконструкції або капітального ремонту використовують геосинтетики. В типових конструкціях присутній шар бетону на щебеневій подушці, який є несучим шаром і основою для покриття. Це є позитивним моментом. Негативним є те, що ускладнюється технологія будівництва (необхідно влаштовувати температурні шви) і подовжується термін будівництва (необхідна технологічна перерва для того щоб бетон набрав 30 % міцності для продовження робіт). Також такий шар є водотривким, що призводить, при незабезпечених похилах, під час дощів до утворення калюж, а в осіннє-зимовий період до замерзання води і поступового руйнування покриття.

З метою недопущення проникнення вологи до основи пропонується конструкція тротуару із застосуванням геотекстилю Турар SF та профільованої мембрани (рис.1).

Наведена конструкція є простою і в той же час достатньо міцною, щоб забезпечити нерегулярний виїзд легкових автомобілів або мікроавтобусів.

Експериментальні дослідження процесу видалення дощової води, яка проходить через бруківку та щебенеvu основу проводили з допомогою конструкції тротуару з профільованою мембраною, схема якої зображена на рис. 2.

Основні дефекти тротуарів з асфальтобетонними покриттями це: нерівність, тріщини, просідання. Всі ці дефекти свідчать про одне – слабка основа. Після декількох дощів і зволоження ґрунту основи, щебенеvий шар починає нерівномірно просідати в основу, поступово викликаючи деформації.

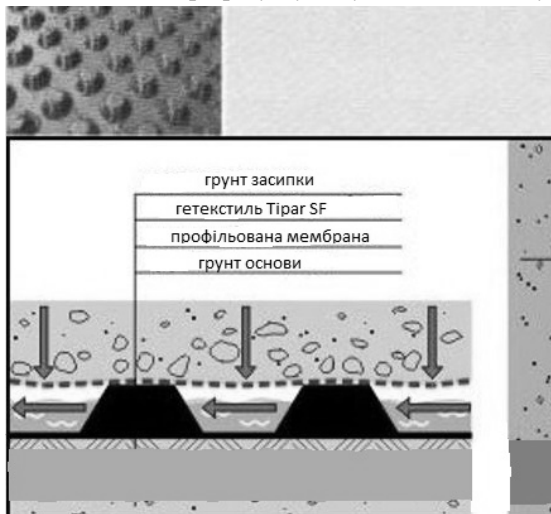


Рис. 1. Конструкція тротуару із застосуванням геотекстилю Тіраг SF та профільованої мембрани

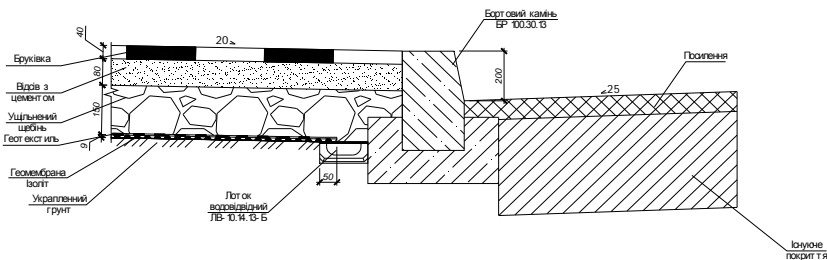


Рис. 2. Схема конструкції тротуару з профільованою мембраною

Для кардинального покращення ситуації пропонується застосувати між ґрунтом основи і щебеним шаром прошарок із геотекстилю та профільованої мембрани (рис. 2), що з одного боку не дозволить щебеню проникати в ґрунт, а з другого – зменшить вологість шару основи, забезпечуючи тим самим її міцність.

Для визначення впливу профільованої мембрани на вологість основи тротуарних покриттів було проведено експериментальні дослідження на лабораторних моделях (рис. 3, рис. 4). Кожний

дослід проводився в трьохкратній повторності і, остаточно, приймалося середньоарифметичне значення отриманих результатів.

Метою експериментальних досліджень є отримання дослідним шляхом додаткових даних встановлення характеру протікання процесу зволоження основи тротуарних покриттів та встановити можливість видалення води з допомогою профільованої мембрани.



Рис. 3. Модель тротуарного покриття без профільованої мембрани

Методика проведення експерименту передбачає встановлення двох пластикових пляшок, які виконують роботу водовідних лотків, полив верхньої частини тротуарного покриття водою (імітація дощу). Після наповнення лотків водою встановлювали вологість основи моделі тротуарного покриття ґрунту з профільною мембраною, без неї та ґрунту, який використовувався для влаштування основи моделі тротуарного покриття.

Значення природної вологості ґрунту встановлювали у науковій лабораторії факультету будівництва та дизайну. В день відбору проб зразки доправляли у лабораторію. В лабораторії, звіривши номери бюксів з відомістю лабораторних аналізів, проби ретельно перемішувались, добивались однорідної концентрації, ділились на три рівних частини. З кожної частини відбирали наважку ґрунту для визначення його вологості. Наважки ґрунту поміщали в алюмінієві стаканчики, попередньо просушені і протаровані і важили.



Рис. 4. Модель тротуарного покриття з профільованою мембраною

Після цього розміщали їх у нагріту сушильну шафу до 80°C і підтримували цю температуру протягом 8 годин. Після чого стаканчики з ґрунтом виймали з шафи, закривали кришками і охолоджували до кімнатної температури. Охолоджені стаканчики зважували.

Для точності отримання результату висушування зразків ґрунту проводили ще раз протягом 1 години, після чого охолоджували і важили. Якщо різниця в масі не перевищувала 0,02г дослідження припиняли. Для розрахунків використовували мінімальне значення маси наважки.

Вміст вологи розраховували за формулою:

$$W = \frac{(m - m_1)100}{m}, \quad (1)$$

де m - маса наважки до сушки, г;

m_1 - маса наважки після сушки, г.

Дослідження проводили одночасно для трьох наважок і остаточною результатом приймали середньоарифметичне значення цих результатів.

Результати зважування сухого та вологого ґрунту представлені в таблиці 1.

Таблиця 1

Результати зважування сухого та вологого ґрунту

№ бюксу	Маса бюксу, гр.	Маса сухого ґрунту, гр.	Маса вологого ґрунту, гр.
№1. (з профільною мембраною)			
43	19.68	56.34	59.34
85	18.34	81.94	85.06
98	19.84	79.28	82.22
№2. (без мембрани)			
6	19.93	85.38	95.46
27	19.51	74.50	82.98
50	19.96	80.88	90.14
№3. (звичайний ґрунт)			
99	18.27	53.76	56.26
113	19.84	48.72	50.43
136	19.76	55.02	57.12

Важливим показником, що впливає на довговічність служби тротуарних покриттів є вологість їх основи, яка характеризує відношення маси води, що міститься в основі, до загальної маси зразка, вираженої у відсотках. Характерною особливістю основ тротуарних покриттів є надзвичайно високе насичення водою в періоди весняного та осіннього бездоріжжя. По даних отриманих в процесі дослідження згідно вищевказаної методики побудовано діаграму рис. 5.

Такі зміни вологості можна пояснити властивістю профільної мембрани не пропускати воду. Отже, за наявності в шарах конструкції тротуарного покриття профільної мембрани можна досягти значення вологості основи 4%, що забезпечить підвищення довговічності таких покриттів.

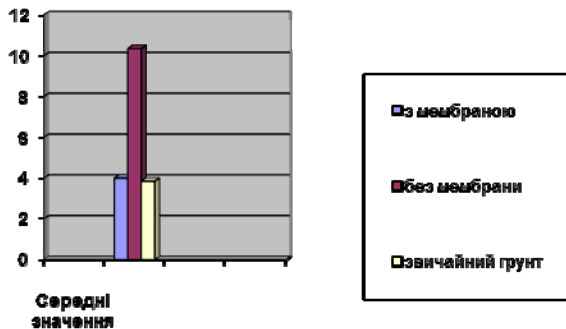


Рис. 5. Результати дослідження вологості ґрунтів

Висновки. Аналіз конструкцій тротуарів, експериментальних досліджень та умови їх роботи показують на доцільність застосування прошарків із термоз'єднаних нетканих геотекстилів (зокрема *TyparSF*) та профільної мембрани в представленій вище конструкції.

Беручи до уваги вищесказане рекомендується застосування геотекстилю *Typar SF56* та профільної мембрани в конструкціях тротуарів, пішохідних доріжок і проїздів, що дозволить:

- а) скоротити витрату матеріалів і коштів при влаштуванні тротуарів, на прикладі тротуарів із застосуванням бруківки, геотекстилю та профільної мембрани;
- б) скоротити терміни будівництва;
- в) полегшити ремонтні роботи комунікацій в місцях розташування таких тротуарів.

1. Бусурин К.А., Тимофеев А.А. Современные конструкции одежд городских дорог. М.,1980.

2. Типовые конструкции дорожных одежд городских дорог. М., 1984.

3. Державні будівельні норми / Споруди транспорту. Вулиці та дороги населених пунктів.- ДБН В.2.3-5-2001: Держбуд України: Київ, 2001. –50 с.

4. Білятинський О. А.. Проектування автомобільних доріг: Підручник. У 2 ч. Ч. 2. / О. А. Білятинський. – К.: Вища шк., 1998. – 416с.

**ПРИМЕНЕНИЕ САМОУПЛОТНЯЮЩЕГОСЯ БЕТОНА
ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА И РЕМОНТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ**

**SCC APPLICATION FOR CONSTRUCTION AND REPAIR
OF CONCRETE STRUCTURES**

Шмуклер В.С., д.т.н., проф. (ХНУГХ им. А.Н. Бекетова, г. Харьков), Бугаевский С.А., к.т.н., доц. (ХНАДУ, г. Харьков), Никулин В.Б., гл. инженер (ОДО «Жилстрой-2», г. Харьков), Ямкова Т.И. зав. лаборатории (ОДО «Жилстрой-2», г. Харьков)

Shmukler V., DSc in engineering, professor (O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv, Kharkiv), Bugaevsky S., Ph.D., senior lecturer (Kharkiv National Automobile and Highway University, Kharkiv), Nikulin V., chief-engineer (Zhilstroy-2 Company, Kharkiv), Yamkova T., laboratory chief (Zhilstroy-2 Company, Kharkiv)

Приведены результаты экспериментальных исследований по подбору составов самоуплотняющегося бетона (СУБ). Проведено бетонирование горизонтального и вертикального элемента облегченных конструкций, а также ремонт колонн с применением СУБ.

The main modern methods in civil engineering are aimed at diminution of the empty weight and reduction in material consumption of the reinforced concrete floors. Application of self-compacting concrete (SCC) for designing of the lightweight construction with liners made of polystyrene foam can significantly accelerate the process of concreting by laying concrete mix in a single step. The work contains selected compositions of SCC in additives-superplasticizers with usage of local mineral materials. The research has been conducted to measure the effect of the components on the basic parameters of the SCC. In the course of the research concreting the horizontal and vertical elements of lightweight construction was carried out, as well as repairs of columns by using SCC.

Ключевые слова: добавка-суперпластификатор, бетон, самоуплотнение.

Keywords: additives-superplasticizer, concrete, self-compacting.

Вступление. В мировой строительной практике находят широкое распространение самоуплотняющийся бетон (СУБ) при строительстве объектов из железобетона [1, 2]. Основные современные методы возведения зданий и сооружений направлены на уменьшение собственного веса и снижение материалоемкости устройства железобетонных перекрытий за счет применения пластмассовых элементов опалубки купольной формы (перекрытия кессонного типа) или легких неизвлекаемых вкладышей-пустотообразователей различной формы (облегченные перекрытия) [3].

Анализ последних исследований. Для устройства кессонного перекрытия используют специальный комплект опалубки, состоящий из телескопических стоек, металлической обрешетки, располагаемой с учетом размеров пластмассовых кессонообразователей. По обрешетке раскладывают кессонообразователи – инвентарные формы, имеющие незначительную адгезию к бетону и легко удаляемые после набора бетоном распалубочной прочности. Кессонообразователи имеют небольшой вес и раскладываются и снимаются вручную.

Последовательность устройства кессонных перекрытий практически не отличается от устройства сплошных перекрытий, за исключением особенности укладки пластмассовой опалубки. Перекрытия кессонного типа, как правило, ориентированы на контурное опирание, не обладают ровной потолочной поверхностью и предполагают устройство подвесного потолка, что введет к дополнительному расходу материалов и трудозатрат. Такого типа перекрытия не применяют при строительстве жилых зданий.

Облегченные перекрытия с легкими неизвлекаемыми вкладышами-пустотообразователями нашли широкое применение в строительстве. Применяют вкладыши, имеющие форму сферы, блока или колпака, из вторичной пластмассы (технологии «Airdeck», «Beeplate», «BubbieDeck», «Cobiax», «DONUT TYPE», «U-BOOT» и др.) или из пенополистирола [4-8].

В Украине основной технологией устройства облегченных железобетонных перекрытий с вкладышами из пенополистирола является бетонирование в две стадии [5-7]. После раскладки арматуры нижнего слоя и ребер перекрытия выполняют первый цикл бетонирования (нижний слой до уровня установки вкладышей), а затем устанавливают вкладыши и арматуру верхнего слоя – второй цикл бетонирования (ребра и верхний слой).

Для обеспечения возможности бетонирования всей конструкции сразу и проверки формирования нижней полки под вкладышем предложено усовершенствование технологии устройства перекрытия, заключающееся в создании дополнительных вертикальных отверстий во вкладыше [8]. Укладка бетонной смеси осуществляется до верхнего уровня вкладышей с уплотнением при помощи вибраторов. Одновременно контролируют укладку бетонного слоя под вкладышем через вертикальные отверстия и через них дополнительно уплотняют бетонную смесь. После этого осуществляется бетонирование верхнего слоя плиты перекрытия.

Применение СУБ для устройства облегченных конструкций с вкладышами из пенополистирола позволяет значительно ускорить процесс бетонирования путем укладки бетонной смеси в один этап.

Метод возведения монолитных конструкций будет иметь ряд преимуществ:

- отсутствие перерыва в бетонировании и ожидание набора прочности бетоном нижней полки перекрытия, а также вынужденного технологического разрыва, необходимого для установки вкладышей и верхней арматурной сетки перекрытия;

- отказ от уплотнения бетонной смеси, т.к. она обладает высокой подвижностью, что обеспечивает ее растекание и уплотнение под действием собственного веса;

- заполнение бетонной смесью всего объема пространства под захороняемым вкладышем;

- снижение затрат времени на формирование верхней поверхности перекрытия в связи со способностью СУБ к самовыравниванию;

- отсутствие технологического шва между слоями бетона, уложенного в две стадии.

Постановка цели и задачи исследования. Целью исследования является подбор составов СУБ на добавках-суперпластификаторах

разных производителей, а также его применение при строительстве и ремонте железобетонных конструкций.

Задачей исследований является устройство горизонтального и вертикального элемента облегченных конструкций, а также ремонт колонн с применением СУБ.

Методика исследования. Приборы для определения основных показателей самоуплотняющейся бетонной смеси и основные технологические операции по устройству облегченных конструкций с вкладышами из пенополистирола.

Результаты исследований. Широкое применение самоуплотняющегося бетона для устройства облегченных конструкций является одной из технологий возведения зданий и сооружений по системе «Монофант» [9]. Применение этой системы обеспечивает значительное уменьшение собственного веса конструкций (фундаментов, колонн, элементов жесткости, дисков перекрытий и покрытий), рациональную топологию ребер внутри диска перекрытия для выравнивания усилий в плите перекрытия и создание сложной внутренней конфигурации колонн и элементов жесткости.

Исследования по подбору состава СУБ проводились в лаборатории, функционирующей на базе участка железобетонных изделий ОДО Жилстрой-2 в г. Харькове. Для подбора были использованы следующие материалы:

- портландцемент ПЦ II/A-III-400Р;
- минеральная добавка (МД) шлак гранулированный молотый высшего сорта (1-40 микрон, удельная поверхность 4-5 тыс. м²/г) и второго сорта (>80 микрон, удельная поверхность 2,5-3,5 тыс. м²/г);
- мелкий заполнитель – песок с $M_{кр}=1,6$ и $0,9$;
- крупный заполнитель – щебень фр. 5-10 мм и 5-20 мм;
- добавки-суперпластификаторы Stacheplast 156 (Stachema), Muraplast FK 59 (MC-Vauchemie) и MasterGlenium 116 (Baf).

Расход добавки-суперпластификатора принимался в процентах от массы цемента (для составов без МД) или от массы цемента с минеральной добавкой (табл. 1-3).

Применение в составе бетонной смеси минеральной добавки второго сорта привело к резкому снижению прочности на сжатие (табл. 1). Высокое содержание минеральной добавки (47 % по отношению к цементу) привело к повышению вязкости смеси и снижению величины расплыва конуса (не более 50-55 см), а время

достижения диаметра расплыва 500 мм составило – от 6 до 15 сек. Наиболее оптимальным оказалось соотношение минеральной добавки 20 % от массы цемента, кроме этого исследовалось влияние размера фракции щебня на получение СУБ (табл. 2).

Таблица 1

Составы (на 1 м³ бетона) и прочность бетона

Компоненты	Состав №1.1	Состав №1.2	Состав №1.3	Состав №1.4	Состав №1.5	Состав №1.6
Цемент	440	300	300	440	300	300
МД высший сорт	-	140	-	-	140	-
МД второй сорт	-	-	140	-	-	140
Песок $M_{кр}=1,6$	670	850	850	670	850	850
Щебень фр. 5-20	1140	850	850	1140	850	850
Добавка	1 % SP156	1 % SP156	1 % SP156	1 % MG116	1 % MG116	1 % MG116
Вода	166	214	221	175	200	226
V/(Ц+МД)	0,38	0,49	0,50	0,40	0,45	0,51
ОК, см	23	-	-	23,5	-	-
Вязкость, T_{500} , сек	-	15	10	-	6	8
$f_{cm,cube}$, МПа, (5 сут)	40,2	30,0	10,5	34,2	33,6	10,8
$f_{cm,cube}$, МПа, (28 сут)	59,3	48,5	24,4	51,7	51,0	25,0

Применение в качестве мелкого заполнителя Безлюдовского песка с модулем крупности 0,9 привело к повышению расхода воды до $V/(Ц+МД)=0,63$, а также к сильному расслаиванию бетонной смеси с явными признаками осаждения растворной части.

Увеличение содержания цемент + минеральная добавка с 440 кг/м³ до 480 кг/м³ обеспечит требования к СУБ по способности бетонной смеси преодолевать препятствия (L-образный ящик с тремя арматурными стержнями).

В ходе исследования стала очевидной невозможность приготовления состава СУБ с применением крупного заполнителя в виде щебня фракции 5-20 мм, т.к. соотношение фракций 5-10 и 10-20 мм было нестабильно при поставке щебня из карьеров в разных партиях. В некоторых партиях щебня фракция 5-10 мм составляла не более 20 % от общей массы, что приводило к неравномерному распределению частиц по размеру и значительно снижало

показатели расплыва, текучести и проходимости СУБ через арматурные стержни.

На основании лабораторных испытаний были подобраны следующие составы СУБ и получены основные показатели самоуплотняющихся бетонных смесей (табл. 3).

Для бетонирования горизонтального (размер в плане 145 см×145 см и высота 34 см) и вертикального (в плане 145 см×34 см и высотой 145 см) элемента была изготовлена деревянная опалубка. Процесс подготовки к бетонированию заключался в следующем: выставление и проверка геометрии опалубки, смазка опалубки, установка арматурного каркаса вместе с предварительно склеенным вкладышем и проверка основных геометрических размеров (рис. 1, а-в).

Защитный слой между опалубкой и арматурным каркасом обеспечен за счет пластмассовых фиксаторов.

Таблица 2

Составы (на 1 м³ бетона) и прочность бетона

Компоненты	Состав №2.1	Состав №2.2	Состав №2.3	Состав №2.4	Состав №2.5	Состав №2.6	Состав №2.7
Цемент	440	366	366	390	366	366	390
МД высший сорт	-	74	74	78	74	74	78
П Мкр=1,6	670	950	950	840	950	950	840
Щ фр. 5-10	-	-	-	-	950	950	840
Щ фр. 5-20	1140	950	950	840	-	-	-
Добавка	1 % SP156	1 % SP156	1,5 % SP156	1 % SP156	1 % SP156	1,5 % SP156	1 % SP156
Вода	180	223	203	212	230	219	200
В/(Щ+МД)	0,41	0,51	0,47	0,42	0,52	0,50	0,43
Вязкость, T ₅₀₀ , сек	6	6	15	6	4	3	2
РК, см	58	58	56	58	63	68	67,5
f _{cm,cube} , МПа, (5 сут)	25,6	26,0	28,4	33,7	23,6	24,1	33,0
f _{cm,cube} , МПа, (28 сут)	39,7	42,2	47,5	49,8	38,9	41,7	45,6

Составы (на 1 м³ бетона) и показатели СУБ

Компоненты	Состав №1	Состав №2	Состав №3
Цемент	390	400	400
МД высший сорт	78	80	80
Щебень фр. 5-10	840	850	850
Песок Мкр=1,6	840	900	900
Вода	200	220	225
Добавка	1 % SP156	1 % FK59	0,7 % MG116
V/(Ц+МД)	0,43	0,46	0,47
Удобоукладываемость, РК, см	67,5 (SF2)	64,0 (SF2)	69,0 (SF2)
Удобоукладываемость (с блокировочным кольцом), РК _{кольцо} , см	67,5	63,0	67,0
Вязкость, T ₅₀₀ , сек	2,0 (VS2)	4,8 (VS2)	2,0 (VS2)
Вязкость, t _{воронки} , сек	4,9 (VF1)	8,0 (VF1)	6,2 (VF1)
Способность преодолевать препятствие (с тремя арматурными стержнями)	0,91 (PA2)	0,93 (PA2)	0,80 (PA2)
Устойчивость к расслаиванию, %	5 (SR2)	8 (SR2)	12 (SR2)
f _{cm,cube} , МПа, (3 сутки)	33,0	28,5	18,8
f _{cm,cube} , МПа, (28 сутки)	45,6 (C30/35)	47,1 (C30/35)	35,9 (C20/25)

При укладке первого слоя самоуплотняющегося бетона его толщина составила величину, при которой низ вкладыша был погружен в бетонную смесь на 1,0-1,5 см. Технологический перерыв между укладкой первого и второго слоя составил 45 мин для обеспечения удержания арматурного каркаса с вкладышем от всплытия. После изготовления железобетонных элементов, они были разрезаны на две части для контроля заполнения самоуплотняющейся бетонной смесью пространства под вкладышем (рис. 1, г-е).

Для ремонта колонн в торговом центре по ул. Полтавский Шлях возле железнодорожного вокзала в г. Харькове был применен самоуплотняющийся бетон, как наиболее рациональный метод бетонирования при стесненных условиях (рис. 2). Колонны располагаются в помещении, где функционирует кафе, поэтому нет возможности проводить полноценные ремонтные работы.



Рис. 1. Бетонирование облегченных конструкций с применением СУБ в одну стадию в два слоя: а) – изготовление вкладыша; б) – сборка арматурного каркаса с вкладышем для вертикального элемента; в) – сборка арматурного каркаса для горизонтального элемента; г) – распалубка вертикального элемента; д) – разрезка вертикального элемента; е) – разрезка горизонтального элемента

На основании заключения, выданного специалистами кафедры строительных конструкций Харьковского национального университета городского хозяйства им. А.Н. Бекетова, было рекомендовано выполнение поэтапного бетонирования колонн с применением несъемной опалубки в виде обкладки колонн кирпичом с последующей укладкой бетонной смеси для восстановления целостности их формы. Для получения самоуплотняющегося бетона использована добавка-суперпластификатор Muraplast FK 59 и минеральная добавка – шлак гранулированный молотый высшего сорта производства «Innotek Bud», г. Харьков. Распływ конуса самоуплотняющейся бетонной смеси составил 70 см (рис. 2, а). В связи с небольшими объемами бетонной смеси и высокой подвижностью, приготовление осуществлялось путем перемешивания в емкости компонентов с помощью промышленного миксера-дрели (рис. 2, б).



Рис. 2. Ремонт колонны с применением СУБ: а) – определение расплыва конуса для СУБ; б) – приготовление самоуплотняющейся бетонной смеси; в) – ремонтируемая колонна с несъемной опалубкой в виде стенки из кирпича

Выводы. Подобраны составы самоуплотняющихся бетонных смесей на добавках-суперпластификаторах разных производителей

с использованием местных минеральных материалов и исследовано влияние компонентов на основные параметры СУБ.

Проведено бетонирование горизонтального и вертикального элемента облегченных конструкций, а также ремонт колонн с применением самоуплотняющихся бетонов, позволяющие расширить возможности применения монолитного бетонирования при строительстве и ремонте зданий и сооружений по системе «Монофант».

1. The European Guidelines for Self-Compacting Concrete. Specification, Production and Use, 2005. – 68 p.

2. СТО СРО-С 60542960 00050-2015. Основные требования при производстве работ с самоуплотняющимися бетонными смесями (СУБС). – М.: Росатом, 2015. – 89 с.

3. Сагадеев Р.А. Современные методы возведения монолитных и сборно-монолитных перекрытий. Учебное пособие. – М.: ГОУ ДПО ГАСИС, 2008. – 35 с.

4. Albrecht C. Experimental and theoretical analyses of the load-bearing behaviour of slim biaxial hollow core slabs with flattened void formers // Proceedings of The 9th fib International PhD Symposium in Civil Engineering. Karlsruhe Institute of Technology (KIT), 22-25 July 2012, Karlsruhe, Germany / Edited by Harald S. Müller, Michael Haist, Fernando Acosta. – Karlsruhe: KIT Scientific Publishing, 2012. – pp. 85-90.

5. Евстафьев В.И. Облегченные многослойные перекрытия для архитектурно-строительных систем с широким шагом несущих конструкций.: дис. ... кандидата техн. наук: 05.23.01 / Вадим Иванович Евстафьев. – Киев, 2004. – 186 с.

6. Мельник І.В. Монолітні плоскі залізобетонні перекриття з пінополістірольними вставками / І.В. Мельник, В.М. Сорохтей, О.О. Кузик <http://ena.lp.edu.ua:8080/bitstream/ntb/13057/1/15>

7. Помазан М.Д. Совершенствование технологии устройства облегченных железобетонных перекрытий.: дис. ... кандидата техн. наук: 05.23.08 / Максим Дмитриевич Помазан. – Харьков, 2013. – 187 с.

8. Таран В.В. Формирование и выбор конструктивно-технологических решений по устройству монолитных облегченных перекрытий в каркасных зданиях.: дис. ... кандидата техн. наук: 05.23.08 / Валентина Владимировна Таран. – Макеевка, 2012. – 170 с.

9. Пат. 89464 Україна, МПК E04B 1/18. Каркасна будівля «Монофант» / Шмуклер В.С., Бабаєв В.М., Бугаєвський С.О., Бережна К.В., Карякін І.А., Кондращенко В.І., Сеїрські І.М.; заявник і патентовласник Шмуклер В.С. – №u201311919; заявл. 10.10.2013 ; публ. 25.04.2014, Бюл. №8.

ВИЗНАЧЕННЯ МЕЖ ЗАСТОСУВАННЯ СЕНДВІЧ-ПАНЕЛЕЙ RUUKKI В ЗОВНІШНІХ СТІНАХ БУДІВЕЛЬ ХОЛОДИЛЬНИКІВ

DEFINITION OF BOUNDARIES OF SANDWICH PANELS RUUKKI'S EXTERIOR WALLS REFRIGERATOR

Юрін О.І., к.т.н., доцент., Галінська А.Г. студентка Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

Jurin O.I., Ph.D., Galinska A.G., student Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University

Подано результати теоретичних досліджень амплітуди коливань температури на внутрішній поверхні сандвіч-панелей та можливості утворення на ній конденсату. Виявлені межі застосування сандвіч-панелей для зовнішніх стін будівель холодильників.

Submitted the theoretical study of sandwich panels used in certain limits for outside walls refrigerated buildings. Ruukki sandwich panels SP2D PU.1 mark have been consider which match with current standards for resistance to heat exchange. The condense temperature of water vapor on the inside surface of the collision wall accepted like measure of used limits. Minimum temperature of this surface was determining with considering of amplitude of its oscillation during a day. The temperature of inner air was accepting in 0°C - $(-30)^{\circ}\text{C}$ limit, which are characterized for most of refrigerated buildings. Relative air humidity accepted like 95% which match with maximum one by technological storage condition the most of foods. The outside temperature was accepting in 0°C - $(-30)^{\circ}\text{C}$ limit. Possible use of Ruukki sandwich panels in specific temperature-humidity conditions of inner and outside air was determine. Recommendations were provided for the maximum air humidity inside the building under which used of sandwich panels in refrigerated buildings can be possible. Minimum resistances of sandwich panels to heat exchange which provide absence of condensation on the surface was determine. Intended possible ways to extend limits for used of sandwich panels on outside walls refrigerated buildings.

Ключові слова: амплітуда, температура внутрішньої поверхні зовнішнього огороження, точка роси, сандвіч-панель.

Keywords: amplitude, temperature of the inner surface of the outer fence, dew point, sandwich panel.

Вступ. В наш час значного поширення набули зовнішні огорожувальні конструкції будівель із застосуванням сандвіч-панелей. Застосування цих конструкцій мають ряд переваг. В той же час одним зі «слабких» місць у них є мала, порівняно із традиційними зовнішніми огорожувальними конструкціями із застосуванням цегли та бетону, теплостійкість, що пов'язана з меншою величиною теплової інерції. Особливо це позначається у зимовий період коли амплітуда коливань температури на внутрішній поверхні огороження може призвести до зниження цієї температури нижче точки роси. Вірогідність цього збільшується при високій відносній вологості внутрішнього повітря та значному перепаду температур внутрішнього та зовнішнього повітря. Висока відносна вологість внутрішнього повітря характерна для промислових будівель із «вологим» та «мокрим» тепловологісним режимом приміщень, неопалювальних гаражів та будівель холодильників.

Огляд останніх джерел досліджень і публікацій.

Проблемам теплостійкості огорожувальних конструкцій присвячена значна кількість наукових праць. За останній час опубліковані результати дослідження теплостійкості зовнішніх огорожувальних конструкцій із [1,2].

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми.

В публікаціях присвячених дослідженню теплостійкості огорожувальних конструкцій із застосуванням сандвіч-панелей розглядався літній режим. Вплив коливання температури внутрішньої поверхні сандвіч-панелі на можливість зниження її нижче точки роси в цих роботах не досліджувалася.

Постановка завдання. Метою роботи було визначити межі застосування сандвіч-панелей в огорожувальних конструкціях будівель холодильників з різними температурно-вологісними режимами. За критерій доцільності застосування була прийнята відсутність конденсації на внутрішній поверхні панелей.

Основний матеріал і результати. Для дослідження була прийнята конструкція сандвіч-панелі фірми Ruukki марки SP2D PU [3] наведена на рисунку 1.

В якості утеплювача в панелях застосовується пінополіуретан щільністю $10,3 + 12,4 \text{ кг/м}^3$ з коефіцієнтом теплопровідності $0,022 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$ та коефіцієнтом теплосасвоєння

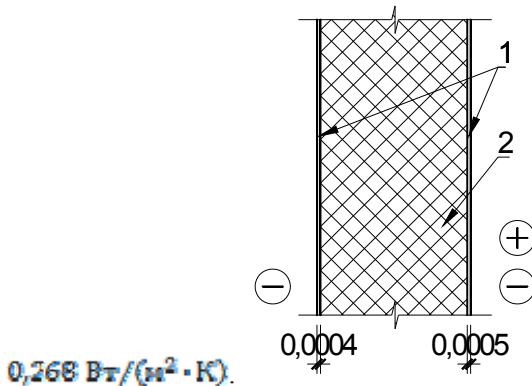


Рис. 1. Конструкція сандвіч-панелі фірми Ruukki марки SP2D PU. 1 – сталева облицювальна профільна обшивка; 2 – утеплювач

Основні характеристики панелей марки SP2D PU наведені у таблиці 1.

Таблиця 1

Основні характеристики панелей марки SP2D PU

Найменування показника	Одиниця вимірювання	Кількість			
		0,06	0,08	0,1	0,12
Товщина панелей	м	0,06	0,08	0,1	0,12
Коефіцієнт теплопередачі	$\text{Вт/(м}^2 \cdot \text{К)}$	0,35	0,26	0,22	0,18
Опір теплопередачі	$\text{м}^2 \cdot \text{К/Вт)}$	2,857	3,846	4,55	5,556

У дослідженнях розглядалися будівлі холодильників з температурами внутрішнього повітря від 0°C до -30°C . Так як з підвищенням відносної вологості внутрішнього повітря вірогідність утворення конденсату на внутрішній поверхні зовнішнього

огороження підвищується тому вона була прийнята максимально можливою за технологічними нормами – 95%.

Дослідження виконувалися для кліматичних умов Полтавської області. Температура зовнішнього повітря приймалася від 0 °С (дорівнює самій високій температурі внутрішнього повітря) до -30 °С (температура найхолоднішої доби забезпеченістю 0,98).

Нормований опір теплопередачі зовнішніх стін будівель холодильників, що визначається за [4] для будівель холодильників з різною температурою внутрішнього повітря, опір теплопередачі сандвіч-панелей Ruukki, що відповідає цим нормам та їх товщина наведені у таблиці 2.

Таблиця 2

Нормований опір теплопередачі, опір теплопередачі сандвіч-панелей Ruukki, та їх товщина в залежності від температури внутрішнього повітря в будівлях холодильників

Температура внутрішнього повітря, °С	Нормований опір теплопередачі зовнішніх стін, Вт/(м ² · К)	Опір теплопередачі сандвіч-панелей Ruukki, Вт/(м ² · К)	Товщина сандвіч-панелей, м
-30	5,4	5,556	0,12
-25	5,1	5,556	0,12
-20	4,8	5,556	0,12
-15	4,55	4,55	0,1
-10	4,3	4,55	0,1
-5	3,7	3,846	0,08
0	3,3	3,846	0,08

Визначення амплітуди коливань температури на внутрішній поверхні огороження виконувалася за методикою наведеною у [5]. Дані з сонячної радіації та швидкості зовнішнього повітря приймалися для січня. Коефіцієнт поглинання сонячної радіації матеріалом зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції був прийнятим 0,8 (сталь листовая, пофарбована темно-червоною фарбою). Результати визначення амплітуди коливань температури на внутрішній поверхні сандвіч-панелей різної товщини наведені у таблиці 3.

Таблиця 3

Амплітуда коливань температури на внутрішній поверхні сандвіч-панелей в залежності від їх товщини

Товщина сандвіч-панелі, м	0,12	0,1	0,08
Амплітуда коливань температури на внутрішній поверхні сандвіч-панелей, °С	0,6	0,73	0,84

Температура на внутрішній поверхні сандвіч-панелей в залежності від температур внутрішнього та зовнішнього повітря наведена у таблиці 4.

Таблиця 4

Температура на внутрішній поверхні сандвіч-панелей

Температура внутрішнього повітря, °С	Температура на внутрішній поверхні сандвіч-панелей, °С, при температурі зовнішнього повітря						
	0	-5	-10	-15	-20	-25	-30
-30	-29,38	-29,48	-29,59	-29,69	-29,79	-29,90	-30,00
-25	-24,48	-24,59	-24,69	-24,79	-24,90	-25,00	-25,10
-20	-19,59	-19,69	-19,79	-19,90	-20,00	-20,10	-20,21
-15	-14,62	-14,75	-14,87	-15,00	-15,13	-15,25	-15,38
-10	-9,75	-9,87	-10,00	-10,13	-10,25	-10,38	-10,51
-5	-4,85	-5,00	-5,15	-5,30	-5,45	-5,60	-5,75
0	0,00	-0,15	-0,30	-0,45	-0,60	-0,75	-0,90

Мінімально можлива температура на внутрішній поверхні сандвіч-панелей з урахуванням амплітуди її коливання наведена у таблиці 5. У цій же таблиці наведені значення точки роси для відповідних температур внутрішнього повітря при відносній вологості 95 %.

Таблиця 5

Мінімально можлива температура на внутрішній поверхні сандвіч-панелей з урахуванням амплітуди її коливання

Температура внутрішнього повітря, °С	Мінімально можлива температура на внутрішній поверхні сандвіч-панелей з урахуванням амплітуди її коливання, °С	Температура точки
--------------------------------------	--	-------------------

	при температурі зовнішнього повітря							роси, °C
	0	-5	-10	-15	-20	-25	-30	
-30	-30,0	-30,1	-30,2	-30,3	-30,4	-30,5	-30,6	-30,5
-25	-25,1	-25,2	-25,3	-25,4	-25,5	-25,6	-25,7	-25,5
-20	-20,2	-20,3	-20,4	-20,5	-20,6	-20,7	-20,8	-20,5
-15	-15,4	-15,5	-15,6	-15,7	-15,9	-16,0	-16,1	-15,6
-10	-10,5	-10,6	-10,7	-10,9	-11,0	-11,1	-11,2	-10,6
-5	-5,7	-5,8	-6,0	-6,1	-6,3	-6,4	-6,6	-5,6
0	-0,8	-1,0	-1,1	-1,3	-1,4	-1,6	-1,7	-0,6

Як видно з таблиці існує значна область значень (помічена сірим кольором) зовнішньої температури при яких температура внутрішньої поверхні сандвіч-панелі менше точки роси. Тобто на поверхні відбувається утворення конденсату. А так як температура внутрішньої поверхні від'ємна, то на ній відбувається утворення льоду.

На рисунку 2 наведені графіки зміни температури на внутрішній поверхні огороження в залежності від температури внутрішнього та зовнішнього повітря.

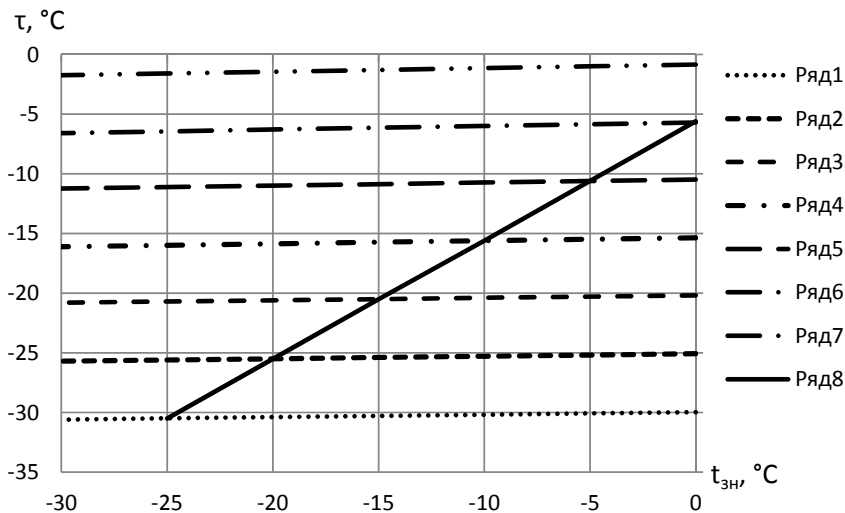


Рис. 2 Графіки зміни температури на внутрішній поверхні огороження в залежності від температури внутрішнього та зовнішнього повітря

- 1 ряд – $t_{в} = -30^{\circ}\text{C}$; 5 ряд – $t_{в} = -10^{\circ}\text{C}$;
2 ряд – $t_{в} = -25^{\circ}\text{C}$; 6 ряд – $t_{в} = -5^{\circ}\text{C}$;
3 ряд – $t_{в} = -20^{\circ}\text{C}$; 7 ряд – $t_{в} = 0^{\circ}\text{C}$;
4 ряд – $t_{в} = -15^{\circ}\text{C}$; 8 ряд – межа утворення конденсату

Похила лінія це межа утворення конденсату. Точка перетину графіка зміни температури на внутрішній поверхні сандвіч-панелі дає температуру зовнішнього повітря при якій буде відбуватися конденсація. Графіки розташовані вище похилої лінії показують температури внутрішнього та зовнішнього повітря при яких відбувається конденсація при відносній вологості внутрішнього повітря 95 %. Похила лінія є межею доцільності застосування сандвіч-панелей Ruukki у будівлях холодильників.

Збільшити межі застосування сандвіч-панелей у будівлях холодильників можливо за рахунок зменшення відносної вологості внутрішнього повітря. У таблиці 6 наведені найбільші можливі величини відносної вологості внутрішнього повітря при яких можливо використовувати сандвіч-панелі при розглянутому діапазоні температур зовнішнього повітря.

Таблиця 6

Максимальна відносна вологість внутрішнього повітря при якій можливо використання сандвіч-панелей у будівлях холодильників

Температура внутрішнього повітря, $^{\circ}\text{C}$	Відносна вологість внутрішнього повітря, %	Температура точки роси, $^{\circ}\text{C}$
-30	93	-30,7
-25	92	-25,8
-20	92	-20,9
-15	90	-16,2
-10	89	-11,3
-5	86	-6,7
0	86	-1,8

При відносній вологості внутрішнього повітря температура точки роси нижче температур внутрішньої поверхні сандвіч-панелей наведених у таблиці 5.

Іншим можливим способом збільшення меж використання сандвіч-панелей у будівлях холодильників є збільшення їх опору теплопередачі. Зі збільшенням опору теплопередачі збільшується теплова інерція огороження внаслідок чого зменшується амплітуда коливань температури на внутрішній поверхні огороження. Підтвердженням цього є і те, що Ruukki у [3] пропонує для застосування у холодильних складах сандвіч-панелей із опором теплопередачі від $6,25 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ до $11,1 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$, що десь у 2 рази більше нормованих значень наведених у нормах [4].

Для запобігання утворення конденсату на внутрішній поверхні сандвіч-панелей необхідно, щоб опір теплопередачі їх був не менше наведених у таблиці 7. В таблиці 7 наведені також мінімально можливі температури на внутрішній поверхні сандвіч-панелей з урахуванням амплітуди її коливання $t_{\text{в,мін}}$, що відповідають визначеним опорам теплопередачі.

Таблиця 7

Мінімально-необхідний опір теплопередачі сандвіч-панелей при якому на внутрішній їх поверхні не буде відбуватися конденсація водяної пари

Температура внутрішнього повітря, °С	Опір теплопередачі, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$, сандвіч-панелі, що забезпечує температуру на внутрішній її поверхні вище точки роси, при температурі зовнішнього повітря							$t_{\text{в,мін}}$, °С	Температура точки роси, °С
	0	-5	-10	-15	-20	-25	-30		
-30						6,7	7,8	-30,4	-30,5
-25					6,7	7,8	8,7	-25,4	-25,5
-20				6,7	7,8	8,7	9,4	-20,4	-20,5
-15			5,6	6,6	7,4	8,2	9,0	-15,5	-15,6
-10		5,6	6,6	7,4	8,2	9,0	9,8	-10,5	-10,6
-5	5,6	6,6	7,4	8,2	9,0	9,8	10,6	-5,5	-5,6
0	6,6	7,4	8,2	9,0	9,8	10,6	11,4	-0,5	-0,6

Як видно з таблиці 7 при одноковій температурі зовнішнього повітря та підвищенні внутрішньої температури опір теплопередачі сандвіч-панелі при якому не відбувається конденсація на її внутрішній поверхні збільшується. Для пояснення цього явища розглянемо графіки зміни температури по перетину огороження наведені на рисунку 3 при $t_{\text{вн}} = -30 \text{ °С}$ та $t_{\text{вн}} = -30 \text{ °С}$ і

$t_{в} = -20^{\circ}\text{C}$. Для більшої наочності на рисунку 3 показана лише ділянка зміни температури біля внутрішньої поверхні.

Як видно з графіків на рисунку 3 при $t_{в} = 30^{\circ}\text{C}$ (рис. 7 а) мінімальна температура внутрішньої поверхні сандвіч-панелі більше температури точки роси (конденсація не відбувається), а при $t_{в} = -20^{\circ}\text{C}$ (рис. 7 б) навпаки. Тобто для запобігання утворення конденсату при більш високій температурі внутрішнього повітря необхідно збільшувати опір теплопередачі огороження.

Аналіз даних наведених у таблиці 7 показує, що для уникнення утворення конденсату на внутрішній поверхні сандвіч-панелей необхідне значне збільшення опору теплопередачі. Цей спосіб слід визнати не економічним.

Більш простим способом уникнення утворення конденсату є застосування утеплювачів з більшим коефіцієнтом теплозасвоєння.

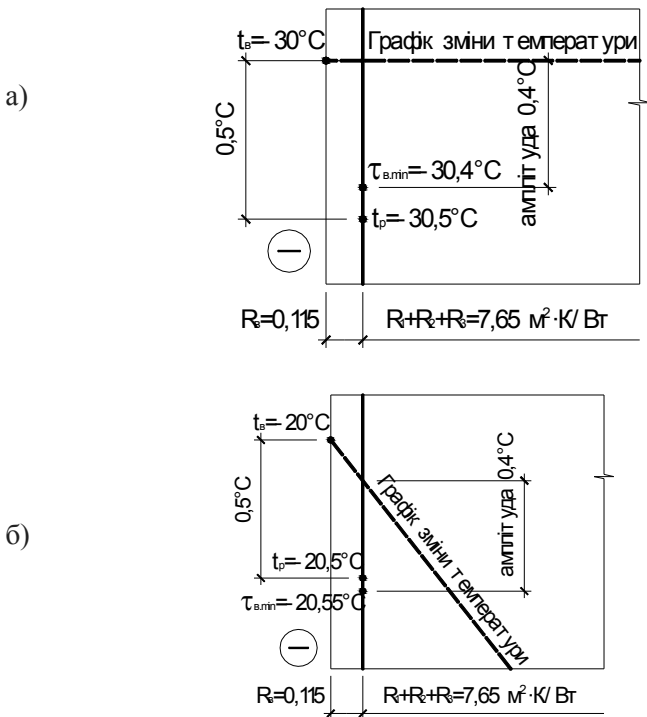


Рис. 3 Графіки зміни температури при:

а) $t_{в} = -30^{\circ}\text{C}$; б) $t_{в} = -20^{\circ}\text{C}$

Висновки:

1. Сандвіч-панелі фірми Ruukki з опором теплопередачі, що відповідає нормам наведеним у [5] можливо використовувати не при всіх температурно-вологісних умовах внутрішнього повітря будівель холодильників. У деяких випадках при відносній вологості внутрішнього повітря близькій до 95 % на їх внутрішній поверхні відбувається утворення конденсату (табл. 5).

2. Панелі можна використовувати при менших значеннях відносної вологості внутрішнього повітря (табл. 6).

3. Збільшення опору теплопередачі сандвіч-панелей для запобігання утворення конденсату на їх внутрішній поверхні слід визнати економічно недоцільним, особливо для будівель з температурою внутрішнього повітря від 0°C до -15°C . Але це не відмінняє необхідність перегляду існуючих норм теплопередачі, стосовно огорожувальних конструкцій будівель холодильників, в бік їх збільшення, що діють з 1988 року.

4. Можливим способом запобігання утворення конденсату є також застосування утеплювачів із більшим коефіцієнтом теплозасвоєння та використання сандвіч-панелей із світлим кольором зовнішньої поверхні. Визначення величини впливу цих показників на можливість утворення конденсату потребують додаткових досліджень.

1. Олейников П.П. Исследование теплозащитных свойств экранируемых наружных стен зданий промышленных холодильников в условиях юга России: автореф. дис. на соискание науч. степени канд. техн. наук / П.П. Олейников – Волгоград. : МИСИ, 2006. – 15 с.

2. Иванова Ю.В. Разработка внутренних утеплительных панелей для наружных стен реконструируемых зданий: автореф. дис. на соискание науч. степени канд. техн. наук / Ю.В. Иванова – Санкт-Петербург. : Санкт-Петербургский государственный архитектурный университет, 2002. – 18 с.

3. Ruukki. Энергоэффективные решения из стали. [Електронний ресурс] – Режим доступу: <http://www.ruukki.com.ua>

4. СНиП 2.11.02 – 87. Холодильники/Госстрой СССР. –М.: ЦИТП Госстрой СССР, 1988. – 8 с.

5. ДБН В.2.6-31:2006 Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель. – К.: Держбуд України, 2006. – 71 с.

**ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ КОМБІНОВАНОЇ СИСТЕМИ
СОНЯЧНОГО ТЕПЛОПОСТАЧАННЯ ЗА УМОВ СХІДНОЇ
ОРІЄНТАЦІЇ В РЕЖИМІ «ГРАВІТАЦІЇ»**

**RESEARCH WORK COMBINED SOLAR HEATING
SYSTEM UNDER CONDITIONS EASTERN ORIENTATION IN
MODE OF 'GRAVITATION'**

Юркевич Ю. С., к.т.н., доцент, доцент кафедри ТГВ (НУ «ЛП», м. Львів), Шаповал С. П., к.т.н., доцент (НУ «ЛП», м. Львів), Венгрин І.І., студентка 4 курсу (НУ «ЛП», м. Львів)

Yurkevych Yu. S., Ph.D., docent, docent of department of HGSV (National University "Lviv Polytechnic", Lviv), Shapoval S. P., Ph.D., docent (National University "Lviv Polytechnic", Lviv), Vengryn I. I., 4th year student (National University "Lviv Polytechnic", Lviv)

У праці аналізуються результати досліджень ефективності будівлі з геліосистемою за умов її східної орієнтації, а також досліджень теплової ефективності експериментальної комбінованої геліосистеми.

In terms of increasing consumption society in the work studied the combined solar heating system under the conditions of the eastern orientation, as one of the construction of renewable energy. The feature of this system is that as the absorber material may be used for roofing buildings, thus reducing its value in the market. Also offered in this article has sufficient solar high efficiency for installation on the eastern side of the house.

Ключові слова: відновлювані джерела енергії, сонячна енергія, комбінована система сонячного теплопостачання, інтенсивність сонячної енергії, ефективність геліосистеми.

Keywords: renewable energy, solar energy, combined solar heating system, intensity of solar energy, solar efficiency.

Наслідком неконтрольованого використання традиційних джерел енергії є посилення негативного впливу на навколишнє

середовище. [1] Згідно з Кіотським протоколом, Україна не має права викидати в атмосферу середньорічно більш ніж 925 млн т CO₂ – еквіваленту парникових газів або 260 млн т вуглецевого еквіваленту. [3]

Промислові та господарські галузі України потребують впровадження ресурсозберігаючих технологій, а темпи застосування нових екологічно чистих способів добування енергії є незначними, тому актуальним питанням сьогодення є впровадження нетрадиційних джерел енергії. Одним із таких джерел є енергія Сонця. [1] Вже в 2010 році середня річна кількість сумарної сонячної енергії на площу нашої держави (603 тис. км²) перевищувала енергоспоживання України в 8 млн раз. Якщо використати в Україні технічно доступний потенціал сонячної енергії, то до 2030 року можна заощаджувати 1,1 млн т умовного органічного викопного палива в рік. [2]

Актуальним питанням у 20 роках XXI століття, крім вибору альтернативних джерел енергії, на противагу традиційному паливу, є завдання трансформувати вже існуючі системи сонячного теплопостачання в простіші конструкції, при цьому не втративши набутої ефективності, але водночас і підвищивши її за рахунок максимального використання сонячної енергії. [4]

Завданнями даного дослідження є розробка та дослідження комбінованого сонячного колектора суміщеного з дахом будівлі; аналіз та експериментальні дослідження можливості використання сонячної енергії геліоустановками; натурні дослідження запропонованої комбінованої геліосистеми щодо теплової ефективності; здешевлення вартості конструкції, при цьому не втративши набутого коефіцієнта корисної дії для подібних установок.

Запропонована модель геліосистеми має покращену конструкцію, оскільки функцію абсорбера одночасно виконує покрівельний матеріал будівлі, що дозволяє знизити вартість, підвищити ефективність і спростити конструкцію сонячного колектора.

Комбінована система сонячного теплопостачання працює за наступною схемою. Сонячне випромінювання попадає на поглинач сонячної енергії та трубки для теплоносія. При цьому відбувається їх нагрівання. При відкритті та налаштуванні запірно-регулювальної арматури вода надходить у геліоколектор. За

рахунок різниці температур та відповідно різниці густин теплоносія, в зоні вхідного і вихідного патрубків створюється циркуляція теплоносія. Нагрітий теплоносій через подаючий трубопровід подається у бак-акумулятор гарячої води. Охолоджений теплоносій по зворотньому трубопроводу повертається у геліоколектор, і знову нагрівається. Для системи передбачено випуск повітря, теплоізоляційний матеріал, патрубки для спуску води із системи та подачі теплоносія до споживача. Також тут встановлено прозоре покриття, яке попереджує виникнення інтенсивних конвективних потоків повітря, які б значно понизили коефіцієнт корисної дії абсорбера.

Використання систем сонячного теплопостачання залежить від багатьох факторів. Однак, хотілось би відзначити встановлення геліоколектора за орієнтацією до горизонту. Обрана орієнтація експериментальної комбінованої системи теплопостачання в режимі гравітації на східну сторону.

Для аналізу кількості надходження теплової енергії в площині геліоколектора за допомогою піранометра замірювалась інтенсивність сонячної радіації впродовж експерименту. Максимальна інтенсивність сонячної радіації протягом доби становила 905 Вт/м^2 , а середня – 730 Вт/м^2 . Наведена на рис. 1 крива вимірів інтенсивності має змінний параболічний характер й досягає свого максимуму в ранковий період доби.

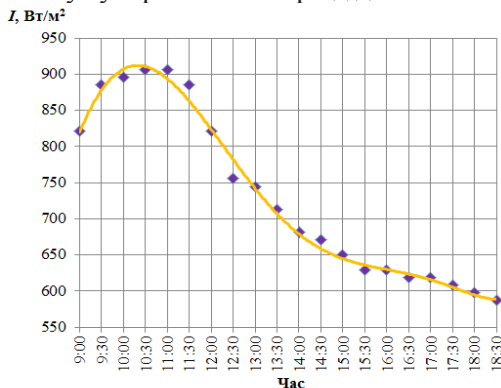


Рис. 1. Інтенсивність сонячної енергії $I, \text{Вт/м}^2$ впродовж експерименту в площині геліоколектора за умов східної орієнтації
Температура теплоносія замірювалась за допомогою ртутних термометрів. Результати експериментальних досліджень

температури теплоносія наведені на рис. 2. Досліджено, що температура теплоносія геліосистеми в режимі гравітації досягнула 42 °С в обідню пору доби, що на 26 °С більше ніж вхідна температура теплоносія.

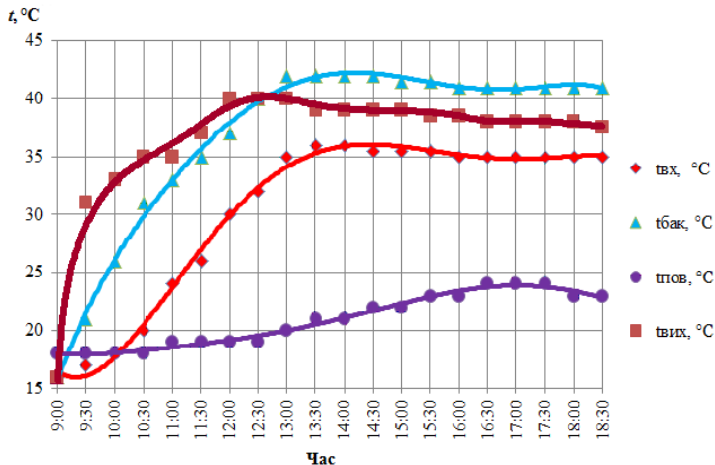


Рис. 2. Зміна температури теплоносія в баці-акумуляторі $t_{\text{бак}}, ^\circ\text{C}$ у вхідному патрубку геліоколектора $t_{\text{вх}}, ^\circ\text{C}$, у вихідному патрубку геліоколектора $t_{\text{вих}}, ^\circ\text{C}$, та температура оточуючого середовища $t_{\text{пов}}, ^\circ\text{C}$, впродовж експерименту за умов східної орієнтації

При аналізі кількості надходження теплової енергії сонячного випромінювання на сонячний колектор рис. 3, яка надходила від випромінювання за умов східної орієнтації відмічено те, що зміна кількості питомої теплової енергії $Q, \text{кДж}/\text{м}^2$ відбувається із зростанням упродовж експерименту. Така тенденція пов'язана, насамперед, з параболічним характером інтенсивності сонячного випромінювання за умов східної орієнтації.

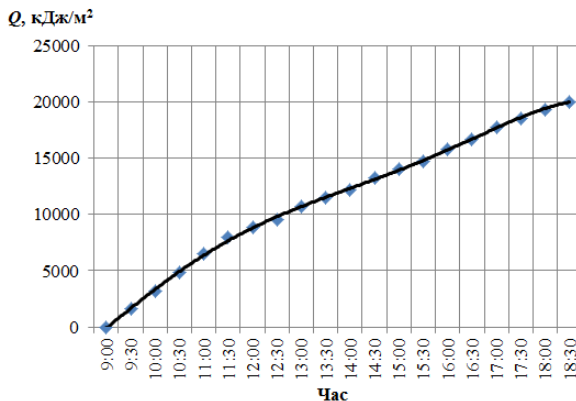


Рис. 3. Кількість питомої теплової енергії від сонячного випромінювання Q , кДж/м², що надходила на комбінований геліоколектор за умов східної орієнтації, впродовж експерименту

Графічно зображена на рис. 4 динаміка у часі теплової енергії накопиченої в баці-акумуляторі комбінованої системи сонячного тепlopостачання протягом експерименту має чіткий зростаючий характер із незначним спаданням у вечірні години доби.

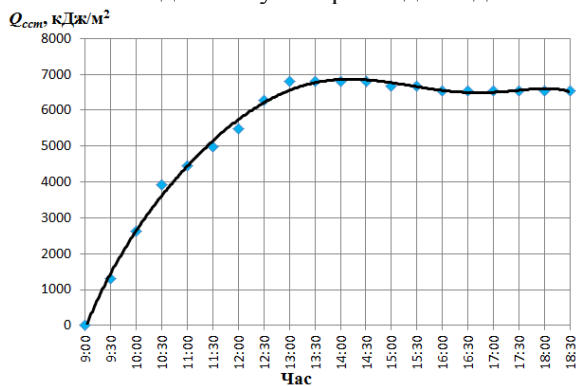


Рис. 4. Кількість питомої теплової енергії накопиченої в баці-акумуляторі комбінованої системи сонячного тепlopостачання $Q_{сст}$, кДж/м² за умов східної орієнтації

Досліджено ефективність системи сонячного тепlopостачання за накопиченням теплової енергії в баку акумуляторі за умов обраної орієнтації (рис. 5) та встановлено, що в ранковий період коефіцієнт

корисної дії такої системи перевищував 80%. Зміна ефективності приймає спадаючу тенденцію. В цей проміжок часу спостерігається пік надходження інтенсивності сонячної енергії на площину геліоколектора, за відносно стабільної температури зовнішнього повітря.

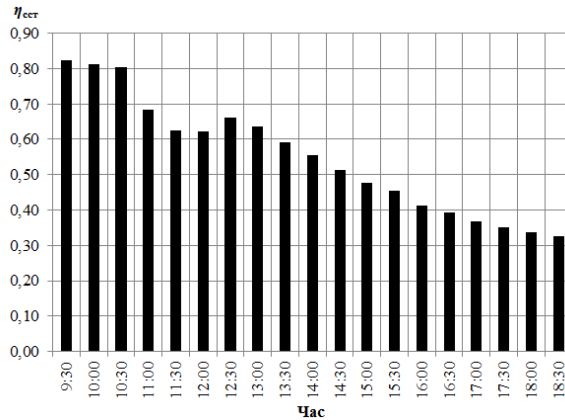


Рис. 5. Зміна ефективності комбінованої системи сонячного тепlopостачання $\eta_{сст}$ у режимі гравітації за умов східної орієнтації

Отже, комбінована система тепlopостачання досягла 80% ефективності в умовах східної орієнтації. Це дає змогу підтвердити гіпотетичні уявлення про можливість широкого використання сонячного колектора суміщеного із покрівлею будівлі в системах сонячного тепlopостачання за орієнтації на східну сторону горизонту.

1. Желих В.М. «Потенціал сонячної енергії в Україні для використання низькотемпературними геліопанелями» / В.М. Желих, С.П. Шаповал, І.І. Венгрин // зб. тез 3-го міжнародного конгресу "Захист навколишнього середовища. Енергоощадність. Збалансоване природокористування".-Львів.-17-19 вересня 2014.-НУ "ЛП".- с.80.

2. Shapoval S.P. Aspects of the use of traditional and alternative energy sources in Ukraine / Shapoval S.P., Vengryn I.I. // Scientific and technical collection "Modern technologies, materials and constructions in building"/ Energy efficiency in construction. – 2014.- P. 155-160.

3. А.О. Благута, А.А. Благута, І.А. Благута. Дніпропетровський обласний благодійний фонд «Екологія-Геос» / «Теплоагенти Благуті» / «Ринок інсталяцій». - №11. -2007. – с. 28-30.

4. Мисак Й.С. Сонячна енергетика: теорія та практика: монографія / Й.С. Мисак, О.Т. Возняк, О.С. Дацько, С.П. Шаповал. – Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2014. – 340 с.

З М І С Т

Андрійчук О.В., Гречко О.Г.,	Основні аспекти розрахунку та проектування сталевібробетонних конструкцій	3
Андрійчук О.В., Оласюк П.Я.	Застосування технології 3d-друку в будівництві	11
Андрійчук О.В., Поремчук В.В.	Каркасно-панельна канадська технологія будівництва есоран – панелі sip	19
Андрійчук О.В., Семерей В.В.	Сучасна плівкова інфрачервона тепла підлога	25
Беліченко О.А.	Дослідження структуроутворення цементного тіста в присутності наповнювачів різної дисперсності	32
Бондарський О.Г., Ужегова О.А., Задорожнікова І.В., Ротко С.В., Ужегов С.О.	Похилі перерізи згинальних залізобетонних елементів з відігнутими стержнями	39
Вывовой В.Н., Коробко О.А., Непомнящий А.И.	Роль деформацій в формуванні початкової пошкодженості конструкції-системи	45
Гришкова А.В.	Дослідження зчеплення композитної склопластикової арматури з важким бетоном залежно від класу бетону	53
Дзюбинська О.В., Смаль М.В.	Використання бетонного брухту в якості крупного заповнювача при виготовленні бетонних виробів	60
Довженко О.О., Погрібний В.В., Чурса Ю.В.	Розрахунок несучої здатності залізобетонних елементів на дію поперечної сили за похилою стиснутою смугою	66
Дубінін Д.В.	Прогнозування ресурсних потоків будівельного підприємства	74

"Сучасні технології та методи розрахунку в будівництві", випуск 3, 2015

Іванейко І.Д., Мудрий І.Б., Олексів Ю.М.	Формування та ефективність технологічних конструктивних рішень стрічкових фундаментів зведених із-за меж котловану.	79
Литвиненко О.В.	Підвищення ефективності будівництва шляхом реінжинірингу бізнес-процесів	93
Малюшицький О.В.	Результати експериментальних досліджень закладних деталей системи кріплення залізобетонних колон	99
Мікуліч О.А.	Моделювання динамічного напруженого стану елементів вентиляованих фасадів	106
Парфентьева І.О., Михальчук Т.Г., Шафранська О.З.	Проблеми забезпечення житловою площею населення при проектуванні будинків	114
Пасічник Р.В., Ужегов С.О., Пасічник О.С.	Алгоритм розв'язку задач міцності та стійкості оболонок обертання методом сіток	120
Пахолок О.А., Ящинський А.Л.	Методика дослідження аеродинамічних характеристик конструкцій за допомогою комп'ютерного моделювання	127
Процюк В.О.	Про доцільність регулювання водно-теплового режиму ґрунтів земляного полотна	135
Рассказов О.О., Бондарський О.Г.	Експериментальні дослідження власних Коливань багатощарових пластин	141
Савенко В.І., Фіалко Н.М., Кислюк Д.Я.	Ефективність будівництва керуючись енергозберігаючими технологіями	149
Собко Ю.Т., Новак Є.В.	Дослідження методів піднімання структурних великорозмірних покриттів одноповерхових промислових споруд	157

"Сучасні технології та методи розрахунку в будівництві", випуск 3, 2015

Собко Ю.Т., Сумарюк О.В.	Аналіз роботи домкратних пристроїв, які використовуються для монтажу структурних покриттів великих розмірів	162
Тинчук С.О., Гуртовий О.Г.	Дослідження області застосування уточнених моделей в задачах деформування покриттів на жорсткій основі	171
Ужегов С.О., Ужегова О.А., Пасічник Р.В., Андрійчук О.В., Дробишинець С.Я.	Розрахунок сталевібробетонних згинальних елементів за міцністю нормальних перерізів	179
Ужегова О.А., Ротко С.В., Задорожнікова І.В., Ужегов С.О.	До розрахунку похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів	185
Чеканович М.Г., Романенко С.М., Андрієвська Я.П.	Залізобетонні балки підсилені зовнішньою системою саморегулювання	193
Чеканович М.Г., Чеканович О.М., Журахівський В.П.	Нова ефективна конструкція підсилення залізобетонних балок прямокутного перерізу	200
Шаповал С.П.	Енергоефективна будівля з комбінованою геліосистемою за умов північної орієнтації	207
Шафранська О.З., Ільчук Н.І., Парфентьева І.О.	Висячі мости від давнини й до сьогодення	214
Шваб'юк В.І., Ротко С.В., Ужегова О.А., Гуда О.В.	Розрахунок неklasичної моделі згину ортотропних плит методом лінійного спряження.	220

"Сучасні технології та методи розрахунку в будівництві", випуск 3, 2015

Шваб'юк В.І., Ротко С.В., Ужегова О.А., Шваб'юк В.В.	Уточнений розрахунок головки шатуна танкового двигуна	228
Шваб'юк В.І., Ужегова О.А., Ротко С.В., Ужегов С.О.	Проектування залізобетонних колон багатоповерхових будівель	235
Шимчук О.П., Бондар А.П., Максимюк М.І.	Вплив використання профільної мембрани на експлуатаційні властивості тротуару	243
Шмуклер В.С., Бугаевский С.А., Никулин В.Б., Ямковая Т.И.	Применение самоуплотняющегося бетона для строительства и ремонта железобетонных конструкций	251
Юрін О.І., Галінська А.Г.	Визначення меж застосування сендвіч-панелей Ruukki в зовнішніх стінах будівель холодильників	261
Юркевич Ю.С. Шаповал С.П., Венгрин І.І.	Дослідження роботи комбінованої системи сонячного тепlopостачання за умов східної орієнтації в режимі «гравітації»	271