

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЛУЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

**СУЧАСНІ ТЕХНОЛОГІЇ
ТА МЕТОДИ РОЗРАХУНКІВ
У БУДІВНИЦТВІ**

Збірник наукових праць

Випуск 1

Луцьк – 2014

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 - **Божидарнік В.В.**, 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); **Жданюк В.К.**, д.т.н., професор (Харківський національний автомобільно-дорожній університет); **Іваченко Г.М.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Славомір Карась** доктор інженерії (Люблінська політехніка, Польща); **Кир'ян В.І.**, д.т.н., чл.-кор. НАН України (Інститут електрозварювання НАН України); **Кушнір Р.М.**, д.ф.-м.н., чл.-кор. НАН України, професор (Інститут прикладних проблем механіки та математики НАН України); **Максимович О.В.**, 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 (Луцький НТУ); **Ужегова О.А.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Шваб'юк В.І.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ).

Зареєстрований Державною реєстраційною службою України (свідоцтво серія КВ, № 20340-10140Р від 31 травня 2013 р.).

Матеріали збірника рекомендовані до друку на засіданні Вченої ради Луцького національного технічного університету (протокол № 9 від 29 квітня 2014 р.).

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

УДК 624.012.25

ЗАСТОСУВАННЯ ПРОГРАМНОГО КОМПЛЕКСУ ЛІРА ПРИ ДОСЛІДЖЕННІ РОБОТИ СТАЛЕФІБРОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ КІЛЬЦЕВОГО ПЕРЕРІЗУ ЗА ДІЇ ОДНОРАЗОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ

ПРИМЕНЕНИЕ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА ЛИРА ДЛЯ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ СТАЛЕФИБРОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КОЛЬЦЕВОГО СЕЧЕНИЯ ПРИ ДЕЙСТВИИ ОДНОРАЗОВЫХ НАГРУЗОК

RESEARCH OF WORK OF ELEMENTS OF CIRCULAR CUTFROM AT ACTING OF NON-PERMANENT LOADING ON HELP OF PROGRAMMATIC COMPLEX LIRA

Андрійчук О. В., к.т.н., ст. викл. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Андрійчук А. В., к.т.н., ст. препод. (Луцкий национальный технический университет, г. Луцк)

Andriychuk A. V., candidate of technical sciences, senior lecturer (Lutsk National Technical University, Lutsk)

В статті описано моделювання експериментальних досліджень елементів кільцевого перерізу зі сталевібробетону при дії одноразових навантажень за допомогою програмного комплексу Ліра 9.4

В статье изложено моделирование экспериментальных исследований элементов кольцевого сечения из сталевібробетона при действии одноразовых нагрузок с помощью программного комплекса Лира 9.4

In the article the design of experimental researches of elements of circular cut is described from steelfibreconcrete at he action of the non-permanent loading by means of programmatic complex Lyre 9.4

Ключові слова

Сталевібробетон, елементи кільцевого перерізу, безнапірні труби, ПК Ліра
Сталевібробетон, элементы кольцевого сечения, безнапорные трубы, ПК Лира
Steelfibreconcrete, elements of circular cut, nonpressure pipes, PC Lyre

Сталефібробетон на сьогодні ще є не повністю вивченим матеріалом, проте його використання для виготовлення різноманітних будівельних конструкцій постійно збільшується [1, 2].

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 і зниження витрат на різні види поточного ремонту. Застосування його замість залізобетону значно знижує матеріаломісткість конструкцій при одночасному підвищенню експлуатаційних властивостей, довговічності, температуростійкості, водонепроникності.

Потрібно відзначити, що як і в нашій державі, так і закордоном активно проводяться наукові дослідження цього матеріалу для розширення сфери його застосування в промисловому, цивільному, гідротехнічному та транспортному будівництві [3 - 6, 11].

В роботі [3] проведено докладні дослідження для визначення міцності, тріщиностійкості та деформативності елементів кільцевого перерізу зі сталефібробетону. Зразки мали геометричні розміри: зовнішній діаметр елементів кільцевого перерізу становить 380 мм, внутрішній – 300 мм при товщині стінок 40 мм і висоті зразків 290 мм (1-ша серія) та 200 мм (2-га серія).

Дослідження проводилося за методикою, описаною в ГОСТ 6482-88 [7].

Для бетонної матриці зразків підбиралася суміш із розрахунку отримання бетону за міцністю, що відповідає класу В25 – згідно [7]. Цемент використовувався марки М500 у кількості 431 кг, щебінь фракції 5...10 мм – 1100 кг, пісок – 626 кг і вода становила 196 л на 1 м³ бетонної суміші. Всі зразки виготовляли із одного замісу.

Для отримання СФБ до бетонної суміші – матриці додавалися сталеві фібри з анкерними кінцями. Діаметр фібр становив 0,8 мм, їхня довжина – 50 мм. Загальний вигляд випробувань приведено на рис. 1.

На даному етапі розвитку науки та техніки та, враховуючи всеохоплюючу комп'ютеризацію більшості виробничих процесів, актуальним є питання проведення паралельно з натурними (стендовими) випробуваннями будівельних конструкцій комп'ютерного моделювання роботи даних конструкцій, та дослідження їх за допомогою прикладних програм.

Одним із основних методів на основі якого написані більшість прикладних програм для проведення відповідних досліджень є метод скінченних елементів. Даний метод застосовується під час розрахунку лінійних та нелінійних задач в різних галузях науки технічного напрямку.

Метод скінченних елементів – це числова методика знаходження розв'язків інтегральних та часткових диференціальних рівнянь. Процес розв'язання побудований або на повному усуненні диференціального рівняння для стаціонарних задач, або на розкладі часткових диференціальних рівнянь в апроксимуючу систему звичайних диференціальних рівнянь, які потім розв'язуються використанням стандартної техніки, такої як метод Ейлера, Рунге-Кутти тощо.

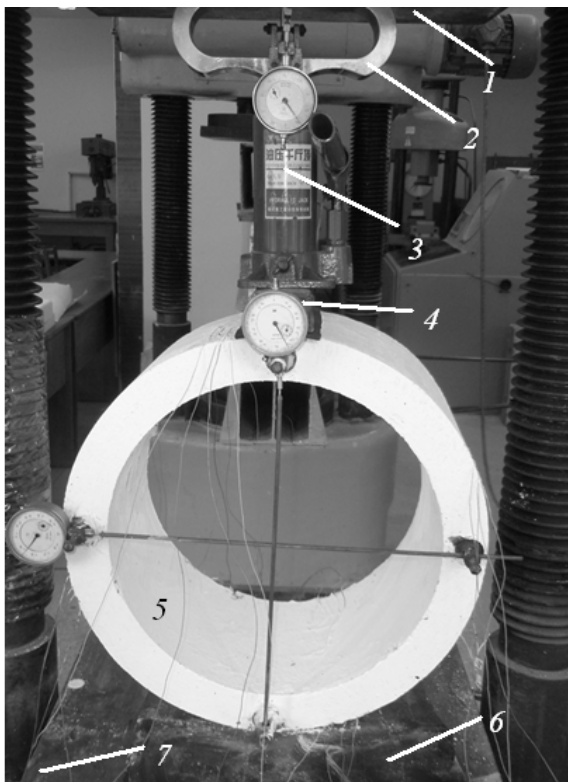


Рис. 1. Загальний вигляд випробування елементів кільцевого перерізу:
1 – верхня опорна плита пресу ПСУ-125; 2 – зразковий динамометр;
3 – домкрат; 4 – металева траверса; 5 – дослідний зразок кільцевого перерізу; 6 – гумовий килим; 7 – нижня опорна плита пресу ПСУ-125

На сьогоднішній день створено та використовується значна кількість програмного забезпечення, що основане на методі скінченних елементів, а

саме: ANSYS, PLAXIS, Code_Aster, DSM FEM, Deal.II, Elmer FEM solver, Femap, Comsol, FreeFEM+, GetDP, Impact, LibMesh, LSDYNA, MatLab, MicroFe, Nastran, QForm 2D/3D, RFEM, SCAD, Zebulon, ЛИРА.

В даний час більшість науковців та дослідників нашої держави, що займаються вивченням та покращенням будівельних конструкцій використовують програмний комплекс (ПК) ЛИРА, що набув високої популярності [8, 9, 10].

Для розрахунків використовувався програмний комплекс Ліра 9.4 розробки НДІАСБ, м. Київ. Моделювання роботи дослідних зразків (елементів кільцевого перерізу) проводилося фізично нелінійними скінченними об'ємними елементами № 236 (універсальними просторовими 8-кутовими ізопараметричними КЕ).

З цією метою виконано моделювання елемента кільцевого перерізу з заданими розмірами (рис. 2).

Проведено триангуляцію на кінцеві елементи виходячи з умов:

– стінка труби по товщині розбивається на чотири шари (при $t_{cm} = 40$ мм товщина одного шару становитиме $t_{ш} = 10$ мм). В межах одного шару приймається, що знаходиться один скінченний елемент товщиною відповідно $t = 10$ мм;

– довжина кола по осьовому радіусу елемента кільцевого перерізу становить $l_k = 107$ см. Вона розбивається на скінченні елементи з довжиною сторони по $l_{ce} = 10$ мм. Буде 107 скінченних елементів по осьовому радіусу.

– довжина елементів кільцевого перерізу $l = 290$ мм (в першій серії) та $l = 200$ мм (в другій серії). По довжині труби розбивка на скінченні елементи виконується з умовою, що довжина кожного скінченного елемента $l = 10$ мм (тобто скінченні елементи матимуть кубічну геометричну форму). В напрямку довжини елемента кільцевого перерізу буде розміщено 29 скінченних елементів (для першої серії) та 20 скінченних елементів (для другої серії).

Після моделювання елемента та розбивки його на скінченні елементи - задаються механічні характеристики, що відповідають реальним властивостям матеріалів з яких він виготовляється з використанням фізичної нелінійності.

Сталефібробетон як матеріал, з якого виготовляється елемент кільцевого перерізу, можна задати двома методами:

1) За допомогою графіка, що описує залежність напруження – деформації даного сталефібробетону ($\sigma - \epsilon$).

2) За допомогою опису параметрів бетону – матриці, з наступним описом характеристик армуючого матеріалу (сталевих фібр) та призначенням відсотку армування в напрямку ізометричних осей (X, Y, Z) для кожного скінченного елемента.

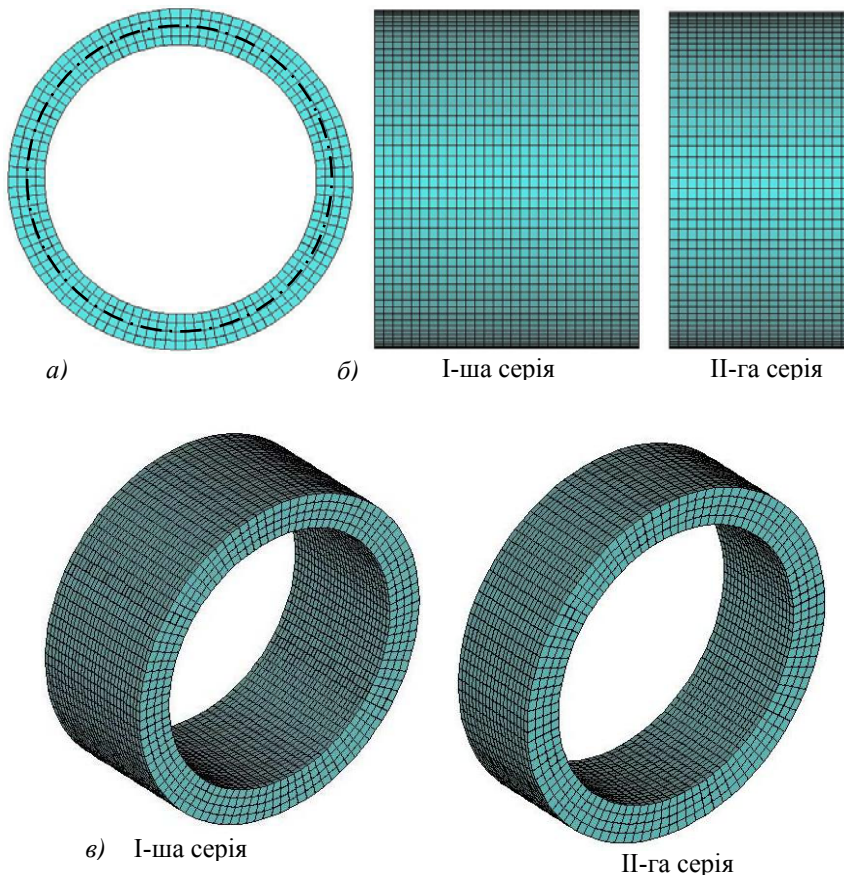


Рис. 2. Числова модель елементів кільцевого перерізу:
а – проекція YOZ (вигляд спереду); б – проекція HOY та XOZ
(вигляд збоку та зверху); в – ізометрична проекція

Навантаження на модель елемента кільцевого перерізу прикладається:

- від власної ваги даного елемента кільцевого перерізу;
- від дії рівномірно розподіленої навантаження, що прикладається вздовж осі в напрямку вертикального діаметра (виходячи з вимог [7]);

Рівномірно розподілене навантаження задається за допомогою простого крокового методу розрахунку з рівномірними кроками (рівномірних кроків приймається 10-ть з 300-ми ітераціями в кожному з цих кроків). Перед запуском розрахункового процесу для елементів кільцевого перерізу зі сталевібробетону задається 14-ий закон нелінійного деформування («кусочно-линейный закон деформирования»).

Процес розрахунку сталевібробетонних елементів кільцевого перерізу за допомогою програмного комплексу Ліра 9.4 показано на рис. 3.

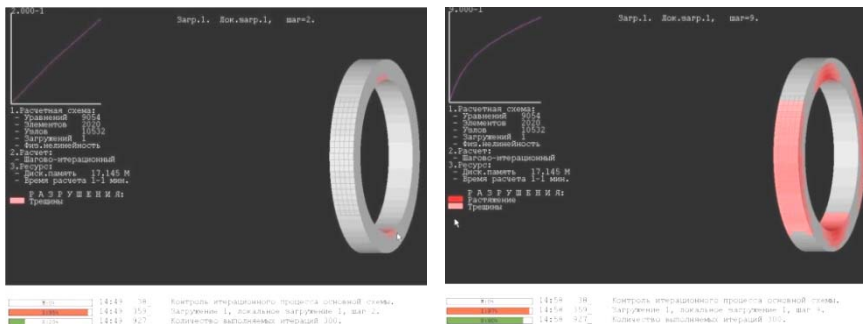


Рис. 3. Процес розрахунку елементів кільцевого перерізу зі сталевібробетону в ПК Ліра 9.4:

а – розрахунок на 2-му кроці; *б* – розрахунок на 9-му кроці

Аналіз ізополів згинаючих моментів, що отримали в наслідок розрахунку за допомогою ПК Ліра показує, що найбільш небезпечними відносно величини виникаючих моментів і відповідно розвитку процесу тріщиноутворення - є внутрішня зона вертикальних січень, та зовнішня зона горизонтальних (відповідно до $\sigma_{сгс}$, що вказані на рис. 4) – зони розтягу.

Значення моментів (на основі аналізу ізополів) в зовнішній зоні вертикальних січень та внутрішній зоні горизонтальних (зони стиску) свідчать про суттєвий запас міцності елементів кільцевого перерізу зі сталевібробетону в цих зонах – рис. 5.

За допомогою ПК Ліра 9.4 виконано моделювання та розрахунок елементів з параметрами, що відповідає зразкам типу 2СФБК (досліджувалися на дію одноразових короткочасних навантажень і доводилися до повного руйнування) [3].

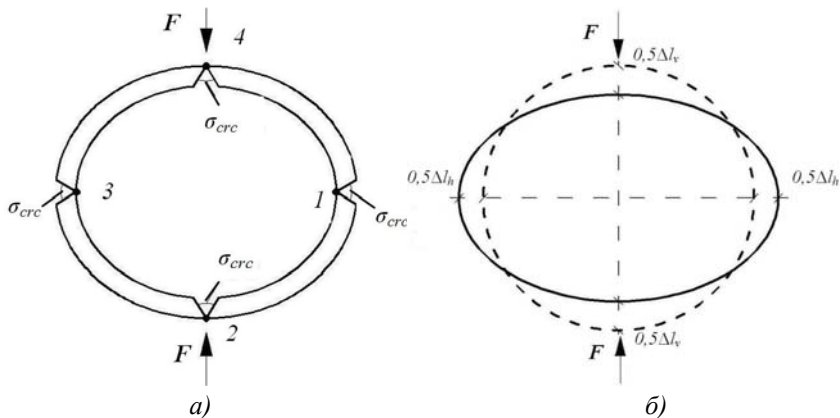


Рис. 4. Схема розміщення тріщин в елементах кільцевого перерізу (а) та переміщення перерізів в горизонтальному (Δl_h) та вертикальному (Δl_v) напрямку (б) під час прикладання навантаження

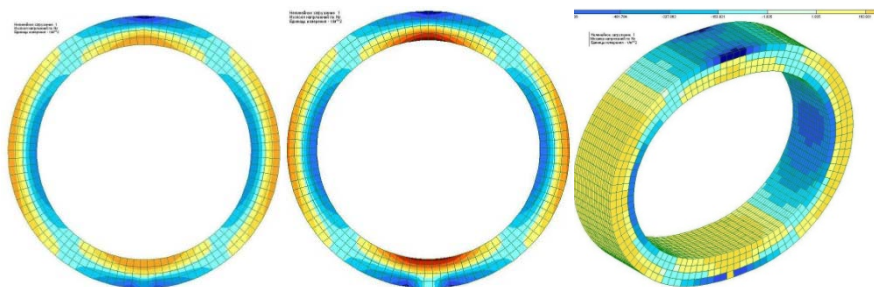


Рис. 5. Зміна значень ізополів моментів M_z в елементі кільцевого перерізу зі сталевібробетону II-ої серії при зростанні навантаження із $F = 4$ кН (а) до $F = 8$ кН (б); ізополя напружень N_z на ізометричній проекції (в)

За дії зосередженого приведеного навантаження F (рис. 4, а) в пружній стадії роботи труб виникають наступні згинальні моменти:

- у вертикальних поздовжніх перерізах труби (лотку та шелизі):

$$M_2 = M_4 = \gamma_1 \cdot F \cdot r = 0,318 \cdot F \cdot r \quad (1)$$

- в бокових поздовжніх перерізах:

$$M_1 = M_3 = -\gamma_2 \cdot F \cdot r = -0,182 \cdot F \cdot r \quad (2)$$

де r – радіус серединної поверхні елемента кільцевого перерізу.

Формули (1) і (2) з урахуванням, що $\gamma_{1,2} = 0,25$ будуть приведені до формули:

$$M_{2,4} = M_{1,3} = 0,25 \cdot P \cdot r \quad (3)$$

Приведення коефіцієнтів γ_1 і γ_2 відбувається у зв'язку з перерозподілом моментів по периметру елементів кільцевого перерізу виготовлених із сталевібробетону [3].

Збіжність значень згинальних моментів отриманих за допомогою ПК ЛІРА та теоретичного розрахунку знаходиться в межах 18 ... 20 %.

Значення моментів в вертикальних та бокових поздовжніх перерізах отримані в наслідок даного розрахунку подано в табл. 1.

Для порівняння в табл. 1 також подані значення згинальних моментів в елементів кільцевого перерізу визначені теоретично і за допомогою програмного комплексу ЛІРА.

Таблиця 1

Значення згинальних моментів в елементі 2СФБК

Сила, F		В вертикальних поздовжніх перерізах		В бокових поздовжніх перерізах		Теоретичне при $\gamma = 0,25$
кН	кН/м	ПК ЛІРА	Теоретичне при $\gamma_{2,4} = 0,318$	ПК ЛІРА	Теоретичне при $\gamma_{1,3} = 0,182$	
1	5	0,230	0,270	0,199	0,155	0,213
2	10	0,458	0,541	0,398	0,310	0,425
3	15	0,687	0,811	0,596	0,464	0,638
4	20	0,916	1,081	0,794	0,619	0,850
5	25	1,146	1,352	0,995	0,774	1,063
6	30	1,375	1,622	1,193	0,928	1,275
7	35	1,603	1,892	1,392	1,083	1,488
8	40	1,832	2,162	1,589	1,237	1,700
9	45	2,061	2,433	1,796	1,392	1,913

Потрібно зазначити, що згинальні моменти в вертикальному та боковому перерізі визначені ПК ЛІРА 9.4 знаходяться один відносно одного в вужчому діапазоні в порівнянні з теоретично визначеними згинальними моментами.

Програмний комплекс Ліра дає можливість визначити числові значення згинальних моментів, що виникають в елементах кільцевого перерізу зі сталевібробетону від дії на них наперед відомих навантажень. Після проведення розрахунку несучої здатності січення елементів кільцевого

перерізу зі сталевібробетону ми отримуємо значення граничних моментів при яких можна експлуатувати дані елементи зі сталевібробетону.

Порівнюючи ці величини можна визначити граничні умови експлуатації для даних сталевібробетонних елементів кільцевого перерізу.

В статті описано можливість використання під час розрахунку елементів кільцевого перерізу зі сталевібробетону програмного комплексу ПК Ліра, що працює на основі алгоритмів методу скінченних елементів.

Збіжність значень згинальних моментів отриманих за допомогою ПК ЛІРА та теоретичного розрахунку (1) та (2) знаходиться в межах 18...29 %, а теоретичного розрахунку (3) знаходиться в межах 6 ... 7 %.

1. Дорошенко Ю., Дорошенко О., Чиженко Н., Гудименко К. Дисперсно-армований бетон – надійний та ефективний матеріал для транспортного будівництва // Транспортное строительство Украины. – 2007. - №1 (5) – С. 16-19. 2. Бабич Є.М., Андрійчук О.В. Про доцільність використання сталевібробетону для виготовлення безнапірних труб // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць – Рівне: НУВГП, 2009. – Випуск 18. –С. 119 – 126. 3. Андрійчук О.В. Робота і розрахунок елементів кільцевого перерізу зі сталевібробетону при повторних навантаженнях.: Дис... канд. тех. наук: 05.23.01. – Львів, 2011. – 159 с. 4. Бабич Є.М. Андрійчук О.В.. Проектування та виготовлення безнапірних труб із сталевібробетону: Рекомендації. – Луцьк: ЛНТУ, 2012. – С. 36. 5. Русанов В.Е. Обоснование конструктивных параметров сборных обделок транспортных тоннелей и метрополитенов из сталевібробетона.: автореферат дис. канд. техн. наук, Москва, 2010, 22 с. 6. Дворкін Л.Й. Розрахунок складу бетону зі сталевібробетону / Л.Й. Дворкін, О.Л. Дворкін, В.В. Житковський // Бетон и железобетон в Украине: Научно-технический и производственный журнал – Полтава: ПЦНТИЕ 2010, – Випуск 2(54). – С. 2–4. 7. ГОСТ 6482–88. Трубы железобетонные безнапорные. Технические условия. 8. ЛІРА 9.4. Руководство пользователя. Основы. Учебное пособие / В.Е. Боговис, Ю.В. Гензерский, Ю.Д. Гераймович и др. – К.: Издательство «Факт», 2008. 9. Григорчук А.Б. Оцінка напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклового знакозмінного навантаження з використанням ПК «Ліра» // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць – Рівне: НУВГП, 2011. – Випуск 22. – С. 272 – 277. 10. Марьенков Н.Г. Нелинейный расчет зданий на сейсмические воздействия применением ПК «ЛИРА» / Марьенков Н.Г., Максименко В.П., Бабич К.Н. // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: НДІБК, 2006. - Вип. 64. – С.188 - 195. 11. Dvorkin L., Dvorkin O., Ribakov Y. A method for optimal design of steel fiber reinforced concrete composition. / Materials and Desingn, 2011.

УДК 624.012.25:539.43

**ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ ДОВЖИНИ АНКЕРУВАННЯ АРМАТУРИ
НА РОБОТУ ВУЗЛІВ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ РАМ**

**ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ ДЛИНЫ АНКЕРОВКИ АРМАТУРЫ НА
РОБОТУ УЗЛОВ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ**

**INVESTIGATIONS OF THE CRESCENT PROFILE REINFORCING
STEEL ANCHORING AND ITS INFLUENCE ON THE MONOLITHIC
REINFORCED CONCRETE UNITS**

Бабич Є.М., д.т.н., проф. (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне), **Вавринюк Б.А., аспірант**, (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Бабич Е.М., д.т.н., проф. (Национальный университет водного хозяйства и природопользования, г. Ровно), **Ваврынюк Б.А., аспирант**, (Луцкий национальный технический университет, г. Луцк)

Eugen M. Babich, Doctor of Technical Sciences, professor, (National University of Water Management and Nature Conservation, Rivne), **Bogdan A. Vavrynyuk, PhD**, (Lutsk National Technical University)

Наведені результати експериментальних досліджень та встановлено вплив довжини анкерування арматури на міцність та характер руйнування залізобетонних монолітних вузлів.

Приведены результаты экспериментальных исследований и установлено влияние длины анкеровки арматуры на прочность и характер разрушения железобетонных монолитных узлов.

The research results were shown and the influence of the length of anchoring reinforcing steel on the strength and fracture behavior of the monolithic reinforced concrete units were established.

Ключові слова:

Залізобетонний монолітний вузол, анкерування арматури, міцність, характер руйнування.

Железобетонный монолитный узел, анкеровка арматуры, прочность, характер разрушения.

Reinforce-concrete monolithic knot, bar anchorage, durability, character of destruction.

Стан питання та мета дослідження. Вузлові деталі у монолітних залізобетонних конструкціях посідають одне з чільних місць у забезпеченні можливості зведення будь-якої монолітної залізобетонної будівлі і надійної та довговічної її експлуатації. Можливість влаштування залізобетонних вузлів забезпечує анкерування арматури у бетоні, яке стосовно монолітних вузлів вивчено недостатньо. Безпосередньо дослідження зчеплення арматури з бетоном на загальноприйнятих призмових зразках в останній час пошавились в зв'язку з застосуванням арматури серпоподібного профілю за ДСТУ 3760:2006 [1, 2, 3, 4]. В роботі [5] наводиться докладний аналіз роботи вузлів рам, але вплив довжини анкерування стержнів не розглядається.

Обсяг та методика експериментальних досліджень. Для проведення експериментальних досліджень було сконструйовано і виготовлено зразки у вигляді Т-подібних елементів з опорною площадкою посередині і консольними виступами по осі елемента (рис. 1). При прикладанні навантаження до консолей імітувався монолітний вузол, симетрично завантажений, який значною мірою відтворює вузлові деталі у реальних конструкціях. Поперечний переріз консолей прийнято 200×100 мм, а їхня довжина – по 500 мм.

Зразки виготовляли із бетону класу C35/40. Арматування основною робочою арматурою виконували стержнями діаметрами 12, 16 та 20 мм класу А500С згідно ДСТУ 3760:2006. Окрім армування основною робочою і поперечною арматурою, у верхній (розтягнутій) зоні опорної ділянки для сприйняття поздовжніх зусиль безпосередньо над опорою була встановлена додаткова арматура із дроту класу Вр-1.

Основна довжина анкерування стержнів приймалася рівною $l_{bn} = 5d, 10d$ та $15d$. За довжину анкерування вважали сумарну довжину прямолінійної і криволінійної ділянок стержня, які розташовані в тілі вузла, починаючи від нормального перерізу, який є продовженням грані опорної частини зразка.

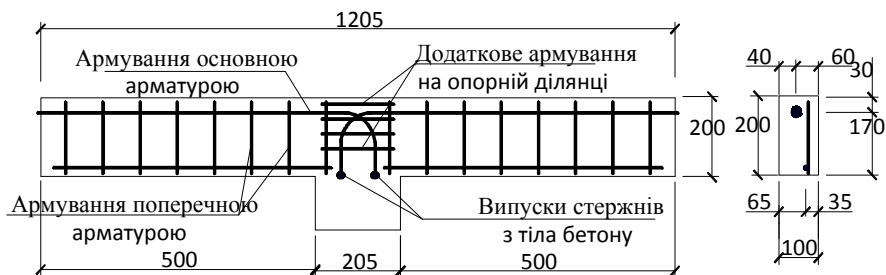


Рис. 1. Схема армування дослідних зразків

До торців стержнів, що обриваються у вузлах, перпендикулярно до площини зразків, приварювали коротуни, з таким розрахунком, щоб вони виходили за бокові поверхні зразків на 10 – 15 мм. Для того, щоб коротуни вільно переміщалися в бетоні при проковзуванні основних стержнів і не чинили будь – якого опору, їх ізолювали гумовою оболонкою.

Всього було виготовлено 20 зразків, які було розділено на 5 серій залежно від діаметру арматури, довжини анкерування і кількості циклів прикладання навантаження (табл. 1).

Таблиця 1

Характеристика дослідних зразків

Серія	Клас бетону	Діаметр арматури, мм	Довжина анкерування, l_{an} , мм	Кількість циклів	К-сть зразків шт.	Марка зразків
1	С35/40	12	$5d$	1	2	С1/1
				20	2	С1/20
2	С35/40	12	$15d$	1	2	С2/1
				20	2	С2/20
3	С35/40	20	$5d$	1	2	С3/1
				20	2	С3/20
4	С35/40	20	$15d$	1	2	С4/1
				20	2	С4/20
5	С35/40	16	$10d$	1	1	С5/1
				10	3	С5/10

В кожній серії зразки випробовувалися як одноразовим навантаженням до руйнування, так і повторними навантаженнями до рівня приблизно 70% від руйнівного навантаження при одноразовому навантаженні зразків – близнюків. При випробуванні циклами зразки поетапно навантажувалися - розвантажувалися 19-ть разів, а на 20-му циклі навантажувалися до руйнування (в п'ятій серії на 10-му циклі). В процесі випробувань

вимірювалися деформації розтягання зразка біля опори на рівні основної арматури та зміщення торця стержня відносно бетону за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною поділок 0,001 мм (рис. 2).

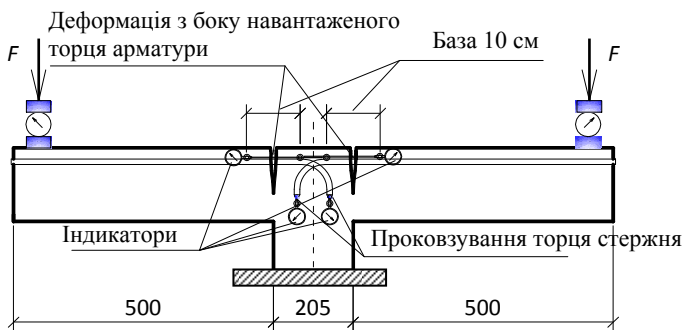


Рис. 2. Схема розташування вимірвальних приладів

Випробування виконували у гідравлічному пресі, в якому навантаження на зразки передавалися через металеві траверси. Для дублювання визначення величини навантаження додатково використовували динамометри (рис. 3).



Рис. 3. Загальний вигляд випробування дослідних зразків

Навантаження прикладалося ступенями, величина якого становила приблизно 10 % від очікуваного руйнівного. При повторних навантаженнях розвантажування також виконувалося ступенями.

Результати експериментальних досліджень. Експериментальні дослідження показали, що міцність і характер руйнування суттєво залежать від довжини анкерування стержнів (табл. 2), а проковзування вільного кінця стержнів на порядок менші, ніж проковзування прямолінійних стержнів у призмових зразках [3]. Це можна пояснити тим, що на опір витягуванню стержнів суттєво впливає криволінійна частина, яка обумовлює роботу бетону на зминання.

Таблиця 2

Результати експериментальних досліджень

Марка зразків	Руйнівне навантаж. F_u , кН	Напруж. в арматурі, σ_{su} , МПа	Дотичні напружен. τ_b , МПа	Проковзув. стержня, δ , мм	Деформац. розтяган. $\varepsilon_b \times 10^{-5}$
C1/1	6,12	153,6	7,68	0,004	56
C1/20	6,05	151,7	7,58	0,004	63
C2/1	13,45	348,9	5,81	0,027	132
C2/20	12,40	334,8	5,57	0,034	168
C3/1	13,00	127,4	6,37	0,008	147
C3/20	12,60	123,2	6,15	0,009	168
C4/1	21,50	216,6	3,61	0,039	305
C4/20	20,90	214,8	3,58	0,051	385
C5/1	10,25	154,2	3,85	0,006	91
C5/10	10,10	151,9	3,79	0,007	124

Для зразків марки C1/1, які мали діаметр стержнів 12 мм з довжиною анкерування, рівною $l_{an} = 5d$, руйнуюча сила складала $F_u = 6,12$ кН, а для зразків C2/1, в яких $l_{an} = 5d$, $F_u = 13,45$ кН, тобто, більше ніж в два рази. Це саме можна сказати і про зразки C3/1 та C4/1, в яких використовувалися стержні діаметром 20 мм (див. табл. 2). Після повторної дії навантаження в усіх зразках спостерігається зменшення міцності, але воно не перевищує 6 %.

При довжині анкерування стержнів $l_{an} = 5d$ руйнування відбувалося по нормальним перерізам, які по вертикалі співпадали з гранню опори (рис. 4,а), при цьому розрахункові напруження в арматурі становили тільки $\sigma_{su} = 153,6$ МПа, а усереднені дотичні напруження зчеплення - $\tau_b = 7,68$ МПа. Певно, що причиною руйнування стала недостатня довжина анкерування стержнів.

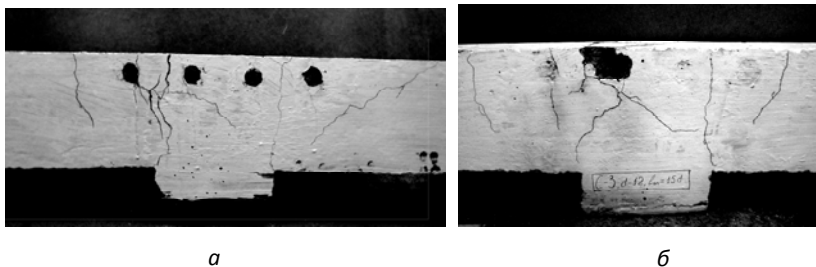


Рис. 4. Характер руйнування зразків:
а – С1/1 (діаметр стержня $d = 12$ мм, $l_{an} = 5d$); б – С2/1 ($d = 12$; $l_{an} = 15d$)

В зразках, де довжина анкерування складала $l_{an} = 15d$, руйнування по нормальних перерізах не відбувалося (рис. 4б). В цьому випадку виникали похилі тріщини, при цьому їхні нижні контури проходили нижче кінців арматурних стержнів.

Тобто, довжина анкерування у вузлах стержнів, рівна $l_{an} = 15d$, достатня для повного використання їх в роботі конструкцій.

В зразках С2/1 усереднені дотичні напруження перед руйнуванням склали $\tau_b = 5,81$ МПа, що майже на 25 % менше, ніж в зразках С1/1. Тобто, тут порушення зчеплення арматури з бетоном не відбувалося. Таке можна зазначити і відносно зразків С3/1 та С4/1.

В зразках п'ятої серії, в яких використовували стержні діаметром 16 мм з довжиною анкерування $l_{an} = 10d$, середні дотичні напруження зчеплення склали $\tau_b = 3,85$ МПа, що може також свідчити про достатню довжину анкетування, але для цього треба провести додаткові дослідження.

На перших ступенях навантаження спостерігається лінійне збільшення сумарних деформацій в при опорних зонах зразків, а після навантаження, 35 – 40 % від руйнівного лінійність порушується внаслідок утворення тріщин та пластичного деформування бетону.

Проковзування торців стержнів у місці їхнього обриву для зразків із довжиною анкерування $l_{an} = 5d$, відбувалося дуже слабо (рис. 5), і тільки при набутті критичних напружень на межі зчеплення арматури з бетоном,

спостерігалися деякі зміщення, після чого наступало крихке (раптове) руйнування зразків. У зразках із довжиною анкерування $l_{bn}=15d$, проковзування стержнів було більш помітним і пропорційним навантаженню, а, починаючи від величини навантаження $F \approx 0,40F_u$, набуло криволінійного характеру.

Висновки. 1. Експериментальні дослідження показали, що основна довжина анкерування арматури в монолітних вузлах залізобетонних елементів суттєво впливає на їхню міцність і характер руйнування. При збільшенні основної довжини анкерування стержнів від $5d$ до $15d$ міцність вузлів збільшується майже в два рази.

2. При довжині анкерування, рівній $l_{bn} = 5d$, руйнування вузла відбувається по нормальному перерізі, який є продовженням бокової грані опори, внаслідок недостатнього опору стержнів витяганню. При цьому міцність арматури значно не використовується.

3. Основна довжина анкерування, рівна $l_{bn} = 15d$, забезпечує надійне зчеплення арматури з бетоном і може бути рекомендована на даному етапі досліджень як мінімальна.

При інших значеннях довжини анкерування стержнів в бетоні необхідно виконати додаткові дослідження.

1. Шмуклер В.С. Каркасные системы облегченного типа /Шмуклер В.С., Климов Ю.А., Бурак Н.П. – Харьков: Золотые страницы, 2008. - 336 с.
2. Бабич Є.М. Напружено-деформаційний стан контакту з бетоном арматури серповидного профілю / Є.М. Бабич, Б.А. Вавринюк, О.С. Чапюк // Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2009. Випуск 19. С.74-82.
3. Бабич Є.М. Зчеплення арматури класу А500С з бетоном різної міцності /Бабич Є.М., Чапюк О.С.. / Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: Збірник наукових праць.- Львів: Каменярь, 2009.- Випуск 8.- С. 132 – 139.
4. Бабич Е.М. Анкеровка в бетоне арматуры серповидного профиля // Бабич Е.М., Поляновская Е.Е., Чапюк А.С./ Проблемы современного бетона и железобетона: Материалы Третьего международного симпозиума. – Минск: «Минсктиппроект», 2011. – Том 1.- С.37 – 45.
5. Барашиков А.Я. Вплив повторних навантажень на характер руйнування залізобетонних рам // А.Я. Барашиков, Ю.А. Клімов, Т.В. Скорук, Н.І. Ільчук / Ресурсоекономічні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2009. - Випуск 18. -С. 137 – 145.

УДК 539.3

НАПРУЖЕНИЙ СТАН У АНІЗОТРОПНІЙ ПЛАСТИНЦІ З ЖОРСТКИМ ВКЛЮЧЕННЯМ БІЛЯ МІКРОТРИЩИН

НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ В АНИЗОТРОПНОЙ ПЛАСТИНКЕ С ЖЕСТКИМ ВКЛЮЧЕНИЕМ ОКОЛО МИКРОТРЕЩИН

STRESSES NEAR MICROCRACKS IN ANISOTROPIC PLATE WITH HARD INCLUDING

Божидарнік В.В., д.т.н., проф., **Бортнік К.Я.**, **Максимович О.В.**, д.т.н., проф. (Луцький національний технічний університет)

Божидарник В.В., д.т.н., проф., **Бортник К.Я.**, **Максимович О.В.**, д.т.н., проф. (Луцкий национальный технический университет)

Bozhidarnik V., Doctor of Engineering, Professor, **Bortnyk K.**, **Macsimovich O.**, Doctor of Engineering, Professor (Lutsk National Technical University)

Розроблено алгоритм розрахунку напружено-деформованого стану анізотропних пластинок із півнескінченим жорстким включенням та тріщинами.

Разработан алгоритм расчета напряженно-деформированного состояния анизотропных пластинок с полубесконечным жестким включением и трещинами.

The algorithm of calculation of the tensely deformed state of anisotropic plates is worked out from half unfinished hard including and cracks.

Ключові слова:

Анізотропія, пластинка, включення, тріщина, напруження.

Анизотропия, пластинка, включение, трещина, напряжения.

Anisotropy, plate, including, crack, tension.

У механіці руйнування приймають, що на початковій стадії процесу руйнування тріщина підостає вздовж прямої. Тому важливе значення має задача про визначення напружень біля тріщини, коли відношення довжини бічної тріщини до включення є нескінченно малим.

Така задача детально вивчена для ізотропних матеріалів [4,5], причому її розв'язування проведено головним чином на основі розгляду включень скінченної довжини та тріщини із наступним числовим переходом до границі.

У статті розглядається анізотропна пластинка з півнескінченим жорстким включенням і тріщинами. Розв'язок побудовано на основі методу інтегральних рівнянь, ядрами в яких є розв'язки типу Гріна допоміжної задачі теорії пружності.

При цьому задані умови на прямолінійному півнескінченному включенні задовольняються автоматично, що дозволяє спростити розв'язування конкретних задач та підвищити точність розрахунків.

Загальний розв'язок задачі теорії пружності для багатозв'язних анізотропних пластинок з тріщинами. Наведемо основні співвідношення плоскої анізотропної задачі теорії пружності, які далі будуть використовуватись. Розглянемо довільну криву Γ , яка лежить в області D , що займає пластинка та виберемо на ній додатній напрямок обходу. Введемо вектор \overline{S}_Γ на дотичній до кривої площинці, нормаль до якої розміщена справа відносно вибраного напрямку обходу.

Проекції (X_Γ, Y_Γ) вектора \overline{S}_Γ і похідні від переміщень (u, v) за дуговою координатою на кривій через комплексні потенціали Лехніцького визначаються за формулами [1,2]

$$Y_\Gamma = -2\operatorname{Re}\left[\Phi(z_1)z_1' + \Psi(z_2)z_2'\right], \quad X_\Gamma = 2\operatorname{Re}\left[s_1\Phi(z_1)z_1' + s_2\Psi(z_2)z_2'\right], \quad (1)$$

$$u' = 2\operatorname{Re}\left[p_1\Phi(z_1)z_1' + p_2\Psi(z_2)z_2'\right], \quad v' = 2\operatorname{Re}\left[q_1\Phi(z_1)z_1' + q_2\Psi(z_2)z_2'\right], \quad (2)$$

де $z_j = x + sy$, $u' = du/ds$, $v' = dv/ds$, $z_j' = dx/ds + s_j dy/ds$, $p_j = \alpha_{1j}s_j^2 + \alpha_{2j} - \alpha_{6j}s_j$, $q_j = \alpha_{12}s_j + \alpha_{22}/s_j - \alpha_{26}$, $j = 1, 2$; ds – диференціал дуги на Γ ; s_j – корені характеристичного рівняння; α_{ij} – пружні сталі, які входять у закон Гука.

Далі введемо в розгляд вектор напружень $q_\Gamma(z) = X_\Gamma + iY_\Gamma$ на кривій Γ , який з використанням формул (1), визначається за формулою

$$q_\Gamma = (s_1 - i)z_1'\overline{\Phi(z_1)} + (\overline{s_1} - i)\overline{z_1'}\overline{\Phi(z_1)} + (s_2 - i)z_2'\overline{\Psi(z_2)} + (\overline{s_2} - i)\overline{z_2'}\overline{\Psi(z_2)}. \quad (3)$$

Між потенціалами та напруженнями і похідними від переміщень на кривій Γ справедливі взаємозв'язки [2]

$$\Phi(z_1) = \frac{-v' + s_1u' + p_1X_\Gamma + q_1Y_\Gamma}{\Delta_1z_1'}, \quad \Psi(z_2) = \frac{-v' + s_2u' + p_2X_\Gamma + q_2Y_\Gamma}{\Delta_2z_2'}. \quad (4)$$

де $\Delta_1 = \alpha_{11}(s_1 - s_2)(s_1 - \bar{s}_1)(s_1 - \bar{s}_2)$, $\Delta_2 = \alpha_{11}(s_2 - s_1)(s_2 - \bar{s}_1)(s_2 - \bar{s}_2)$.

Інтегральні рівняння задачі для нескінченної пластинки відносно стрибків переміщень. Для побудови загального розв'язку задачі розглянемо спочатку нескінченну область, що містить розріз L . На основі (4) для цього випадку для потенціалів Лехніцького маємо інтегральні зображення

$$\begin{aligned} \Phi(z_1) &= \int_L \left[g'_1 \Phi_1(z_1, t_1) + g'_2 \Phi_2(z_1, t_1) \right] ds + \Phi_s(z_1), \\ \Psi(z_2) &= \int_L \left[g'_1 \Psi_1(z_2, t_2) + g'_2 \Psi_2(z_2, t_2) \right] ds + \Psi_s(z_2). \end{aligned} \quad (5)$$

де $g'_j = dg_j / ds$, $g_1 = u^+ - u^-$, $g_2 = v^+ - v^-$, u^\pm , v^\pm – граничні значення переміщень при підході до розрізу зліва і справа відносно вибраного напрямку; $\Phi_s(z_1), \Psi_s(z_2)$ – потенціали для суцільної площини, які відповідають прикладеним зусиллям на нескінченності та зосередженим силам.

$$\Phi_1(z_1, t_1) = \frac{A_1}{t_1 - z_1}, \quad \Phi_2(z_1, t_1) = \frac{A_2}{t_1 - z_1}, \quad \Psi_1(z_2, t_2) = \frac{B_1}{t_2 - z_2}, \quad \Psi_2(z_2, t_2) = \frac{B_2}{t_2 - z_2}. \quad (6)$$

$$A_1 = -\frac{is_1}{2\pi\Delta_1}, \quad A_2 = \frac{i}{2\pi\Delta_1}, \quad B_1 = -\frac{is_2}{2\pi\Delta_2}, \quad B_2 = \frac{i}{2\pi\Delta_2}, \quad (7)$$

За дії зосередженої сили (X, Y) , що прикладена в точці (x_0, y_0) , потенціали $\Phi_s(z_1), \Psi_s(z_2)$ будуть [1]

$$\Phi_s(z_1) = i \frac{p_1 X + q_1 Y}{2\pi\Delta_1(z_1 - z_{10})}, \quad \Psi_s(z_2) = i \frac{p_2 X + q_2 Y}{2\pi\Delta_2(z_2 - z_{20})} \quad (8)$$

Потенціали Φ_j, Ψ_j належать до класу дислокаційних розв'язків, детально розглянутих у [3], причому тут їм дана відповідна механічна інтерпретація.

Модифіковані інтегральні рівняння для пластинки з включенням і тріщинами. Нехай пружна анізотропна пластинка займає область D , що обмежена контуром L_D . У випадку, коли область обмежена, контур L_D є зовнішньою межею області D . Прийmemo, що пластинка додатково послаблена тріщиною, яка лежить на контурі L . Розглянемо випадок, коли пластинка перебуває під дією зусиль на нескінченності (для пластинок нескінченних розмірів) та зосереджених сил.

У літературі для ізотропних пластинок будують модифіковані інтегральні рівняння, за яких умови на вибраному отворі (включенні) задовольняються тотожно.

Таким чином досліджувались також плоскі задачі теорії пружності для деяких форм анізотропних пластинок [1,2].

Модифіковане інтегральне зображення. Розглянемо випадок, коли пружна анізотропна пластинка займає задану область D з вільною від навантаження або закріпленою межею.

Побудуємо інтегральні рівняння для даної пластинки з тріщинами так, щоби умови на межі області D виконувались автоматично. З цією метою спочатку побудуємо комплексні потенціали Лехніцького Φ_j^D, Ψ_j^D ($j=1, 2$), які є розв'язком задачі теорії пружності для області D з вільною від навантаження або закріпленою межею, за умови, що ці функції мають наступні особливості

$$\Phi_j^D \sim \frac{A_j}{z_{10} - z_1}, \Psi_j^D \sim \frac{B_j}{z_{20} - z_2}, \quad (9)$$

де $z_{10} = x_0 + s_1 y_0, z_{20} = x_0 + s_2 y_0, (x_0, y_0) \in D$. Позначимо ці потенціали $\Phi_j^D(z_1, T), \Psi_j^D(z_2, T)$, де T – точка з координатами (x_0, y_0) .

Загальний розв'язок даної задачі теорії будемо шукати у вигляді

$$\begin{aligned} \Phi(z_1) &= \int_L [\Phi_1^D(z_1, T)g_1'(s) + \Phi_2^D(z_1, T)g_2'(s)]ds + \Phi_D(z_1), \\ \Psi(z_2) &= \int_L [\Psi_1^D(z_2, T)g_1'(s) + \Psi_2^D(z_2, T)g_2'(s)]ds + \Psi_D(z_2), \end{aligned} \quad (10)$$

де $\Phi_D(z_1) = \Phi_D^P(z_1) + \Phi_D^\infty(z_1), \Psi_D(z_2) = \Psi_D^P(z_2) + \Psi_D^\infty(z_2)$, T – точка (ξ, η) , за якою проводиться інтегрування. Тут потенціали $\Phi_D^\infty, \Psi_D^\infty$ та Φ_D^P, Ψ_D^P – розв'язки задач теорії пружності для області D з однорідними умовами на межі при дії прикладених до пластинки на нескінченності зусиль (для обмежених пластинок рівні нулю) або зосереджених сил відповідно.

Потенціали $\Phi_j^D(z_1, T), \Psi_j^D(z_2, T)$ складаються з особливих функцій $\Phi_j(z_1, t_1), \Psi_j(z_2, t_2)$, що введені вище стосовно до нескінченних пластинок та регулярних функцій. Тому зображення (5), (10) визначають однакові стрибки переміщень на контурі L . Також, за побудовою, потенціали (10) тотожно задовольняють задані однорідні умови на межі області D при довільних функціях g_1', g_2' .

Інтегральні рівняння для знаходження функцій $g_1'(s), g_2'(s)$ у випадку тріщин отримуємо після підстановки (10) в граничні умови за використання формули Сохоцького при граничному переході у вигляді

$$\int_{\Gamma} \left[g_1'(s)Q_1(Z, T) + g_2'(s)Q_2(Z, T) \right] ds = Q(Z), Z \in L, \quad (11)$$

де $Q(Z) = Q_T(Z) - Q_D(Z)$; $Q_j(Z, T)$ – вектор напружень q_L в точці Z з координатами (x, y) на кривій L , який визначається за формулою (3) через комплексні потенціали $\Phi_j^D(z_1, T), \Psi_j^D(z_2, T)$; T – точка з координатами (ξ, η) ; $Q_D(Z)$ – вектор напружень, відповідний потенціалам $\Phi_D(z_1), \Psi_D(z_2)$.

Таким чином, для реалізації підходу немає необхідності виписувати ядра інтегральних рівнянь для кожної нової області – достатньо тільки окремо записати співвідношення для визначення напружень, які відповідають дислокаційним потенціалам. Система алгебраїчних рівнянь, відповідна інтегральним рівнянням (11), будується методом механічних квадратур [1].

Побудова допоміжних (дислокаційних) розв’язків. Розглянемо задачу знаходження функцій $\Phi_j^D(z_1, M), \Psi_j^D(z_2, M)$, де M – точка $(x_0, y_0) \in D$, D – область, яку займає пластинка поза включенням. Для їх знаходження введемо комплексні потенціали $\Phi_0(z_1), \Psi_0(z_2)$ для області D , за умови, що ці функції мають наступні особливості

$$\Phi_0(z_1) \sim \frac{A}{z_1 - z_{10}}, \quad \Psi_0(z_2) \sim \frac{B}{z_2 - z_{20}}, \quad (12)$$

та відповідні їм переміщення на включенні рівні нулю. Тут A, B – довільні комплексні сталі; $z_{j0} = x_0 + s_j y_0$. За побудованих таким чином потенціалів дислокаційні розв’язки будуть

$$\Phi_j^D(z_1, M) = -\Phi_0(z_1)|_{A=A_j, B=B_j}, \quad \Psi_j^D(z_2, M) = -\Psi_0(z_2)|_{A=A_j, B=B_j}.$$

Для побудови розв’язку типу Гріна задачі теорії пружності для напівнескінченного включення $x > 0$ використаємо комплексні потенціали для пластинки з еліптичним жорстким включенням із півосями a, b та центром в т. $(a, 0)$ [1]. Після граничного переходу $a \Rightarrow \infty$ отримуємо комплексні потенціали для півнескінченного включення $x > 0, y = 0$ у вигляді

$$\begin{aligned} \Phi_0(z) &= \frac{1}{2\sqrt{z}} \left[\frac{A}{\sqrt{z} - \zeta_1} + \alpha_1' \frac{\bar{A}}{\sqrt{z} - \bar{\zeta}_1} + \beta_1' \frac{\bar{B}}{\sqrt{z} - \bar{\zeta}_2} \right], \\ \Psi_0(z) &= \frac{1}{2\sqrt{z}} \left[\frac{B}{\sqrt{z} - \zeta_2} + \alpha_2' \frac{\bar{A}}{\sqrt{z} - \bar{\zeta}_1} + \beta_2' \frac{\bar{B}}{\sqrt{z} - \bar{\zeta}_2} \right]. \end{aligned} \quad (13)$$

$$\text{де } \alpha_1' = \frac{\bar{p}_1 q_2 - p_2 \bar{q}_1}{\Delta}, \beta_1' = \frac{\bar{p}_2 q_2 - p_2 \bar{q}_2}{\Delta}, \alpha_2' = \frac{\bar{p}_1 q_1 - p_1 \bar{q}_1}{\Delta}, \beta_2' = \frac{\bar{p}_2 q_1 - p_1 \bar{q}_2}{\Delta},$$

$$\zeta_j = \sqrt{z_{j0}}, \Delta = p_1 q_2 - p_2 q_1.$$

Умови для комплексних потенціалів на граничних контурах. Прийmemo, що відомі проєкції (Y_L, X_L) та момент відносно початку координат M_L вектора всіх сил, які прикладені до граничного контуру L . Інтегруючи ці співвідношення проти годинникової стрілки, отримуємо

$$\int_{L_1} \Phi(z_1) dz_1 = -\frac{p_1 X_L + q_1 Y_L}{\Delta_1}, \quad \int_{L_2} \Psi(z_2) dz_2 = -\frac{p_2 X_L + q_2 Y_L}{\Delta_2}, \quad (14)$$

де L_j – криві в системах координат (x_j, y_j) , в які при афінних перетвореннях $x_j = x + \text{Re}(s_j)y$, $y_j = x + \text{Im}(s_j)y$ переходить крива L .

На основі [1] маємо також ще умову

$$\text{Re} \left[\int_{L_1} z_1 \Phi(z_1) dz_1 + \int_{L_2} z_2 \Psi(z_2) dz_2 \right] = -M_L / 2. \quad (15)$$

Знаходження основного напруженого стану. Розглянемо два випадки.

1) Однорідний напружений стан для пластинки з півнескінченим жорстким включенням. За відомих КІН K_j відповідні потенціали шукаємо у вигляді

$$\Phi_D(z_1) = \frac{C_1}{\sqrt{z_1}}, \quad \Psi_D(z_2) = \frac{C_2}{\sqrt{z_2}},$$

де C_1, C_2 - невідомі коефіцієнти, які отримуємо з системи рівнянь

$$\begin{cases} \text{Re}(p_1 C_1 + p_2 C_2) = 0, \\ \text{Re}(q_1 C_1 + q_2 C_2) = 0, \\ \text{Im}(C_1 + C_2) = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi}}, \\ \text{Im}(s_1 C_1 + s_2 C_2) = -\frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi}}. \end{cases}$$

У цій системі перші два рівняння забезпечують відсутність переміщень на жорсткому включенні, а два останні – забезпечують задані КІН (напруження на продовженні включення будуть $\sigma_y = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}}, \tau_{xy} = \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}}$).

2) Дія зосередженої сили (X, Y) , прикладеної в точці (x_0, y_0) . Тоді з огляду на зображення (8) потенціали Φ_D, Ψ_D – визначаються за формулами

$$(13), \text{ в яких } A = i \frac{p_1 X + q_1 Y}{2\pi \Delta_1}, B = i \frac{p_2 X + q_2 Y}{2\pi \Delta_2}.$$

Чисельний розв'язок ГР проводився з умови обмеженості напружень у точках виходу тріщини з вершини включення.

Розглянемо тріщину довжиною l , що виходить із вершини півнескінченного включення $x > 0$, і нахилена під кутом α до від'ємної півосі Ox . Прийmemo, що відомі КІН для включення, які позначимо через K_I^0, K_{II}^0 .

Результати розрахунків. З метою тестування розробленого алгоритму розглянемо ізотропну пластинку із жорстким прямолінійним включенням довжиною l , яка розтягується зусиллями q , що діють під кутом φ до осі Ox . За відсутності його повороту [4, 5]

$$K_I^g = p\sqrt{\pi l / 32}(1 - \chi - 2 \cos 2\varphi), K_{II}^g = p\sqrt{\pi l / 8} \sin 2\varphi.$$

Тут, згідно [5], позначено КІН K_I^g, K_{II}^g , які визначаються так:

$$K_I = K_I^g c_g, K_{II} = K_{II}^g c_g, \text{ де } c_g = \frac{\chi - 1}{2\chi}.$$

Розглянемо тріщину півдовжиною a , яка виходить із вершини включення під кутом α відносно від'ємної півосі Ox . Виконаємо розрахунки для ізотропної пластинки із тріщиною нескінченно малої довжини на основі розгляду півнескінченного включення з тріщиною.

Розраховані відносні КІН при $\chi = 2$ залежно від кута нахилу $\alpha = j\pi / 18$ та відповідні значення, отримані в роботі [4] методом конформного відображення, наведені в таблиці 1.

Таблиця 1

Розраховані відносні КІН при $\chi = 2$ залежно від кута нахилу $\alpha = j\pi/18$

j	$\varepsilon = 0$				$\varepsilon \neq 0$			
	F_I	F_I [4]	F_{II}	F_{II} [4]	F_I	F_I [4]	F_{II}	F_{II} [4]
-17	0,1865	0,180	-0,0804	-0,083	0,0011	0,0004	0,0997	0,107
-8	-0,1162	-0,118	-0,0213	-0,023	0,0923	0,094	-0,0654	-0,068
0	0,039	0,036	0,078	0,08	-0,039	-0,036	0	0,003
8	-0,0684	-0,072	-0,1522	-0,154	0,0923	0,096	0,0654	0,063
14	-0,2431	-0,248	-0,0118	-0,013	0,0859	0,085	-0,0739	-0,072
17	-0,1886	-0,186	0,119	0,125	0,0011	0,003	-0,0997	-0,101

Із таблиці видно, що знайдені різними методами результати є близькими. Розрахунки за розробленим алгоритмом проводились із контролем точності, в той же час дані роботи [4] знаходились на основі включення кінцевої довжини із використанням екстраполяційних формул, точність яких обмежена. Для оцінки точності вкажемо, що для півнескінченного включення з тріщиною на продовженні включення КІН визначаються за точними формулами [5]

$$K_I = AK_I^g, K_{II} = AK_{II}^g, \text{ де } A = \frac{\ln \chi}{\pi \sqrt{\chi}}.$$

Розраховані ними значення відносних КІН при $\alpha = 0$ дорівнюють 0,039 і 0,078, тобто збігаються із відповідними даними, знайденими за розробленим алгоритмом і дещо відрізняються від відповідних даних [5] 0,036 і 0,08.

Розглянемо випадок, коли для жорсткого включення КІН відомі, причому $K_I^G \neq 0$, $K_{II}^G = 0$. Розрахований розподіл КІН для тріщини, нахиленої під кутом α до осі Ox в ізотропній пластинці наведено на рис.1.а (суцільним лініям відповідають відношення K_I / K_I^G , а штриховим K_{II} / K_{II}^G). Аналогічні результати для пластинок з матеріалів ЕТФ, СF1, СF1₉₀ наведені на рис. 1.б, 2.

Напрямок із максимальною жорсткістю паралельний до осі Oy . Матеріали ЕТФ і СF1 (СF1₉₀ -повернутий на 90⁰ матеріал СF1) за механічними властивостями належать до відповідно слабо-, та істотно анізотропних.

Із наведених рисунків випливає, що розподіл КІН для різних анізотропних матеріалів має такий самий характер, як і для ізотропних пластинок (хоча кількісно їх значення можуть і відрізнятись при збільшенні міри анізотропії),

якщо включення перпендикулярне до напрямку з максимальною жорсткістю матеріалу.

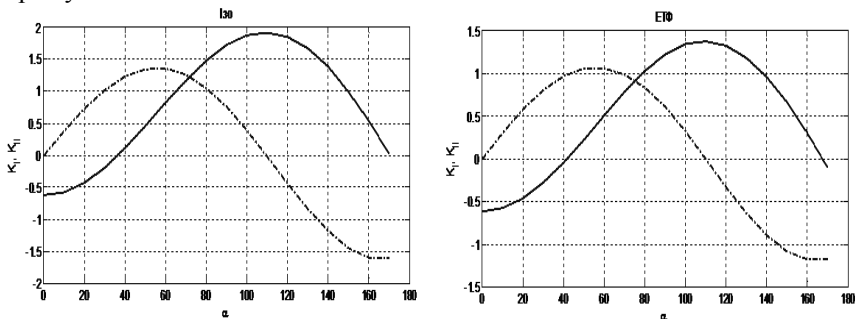


Рис. 1. КІН для нахилених тріщин, матеріал – ізотропія (а) і ЕТФ (б)

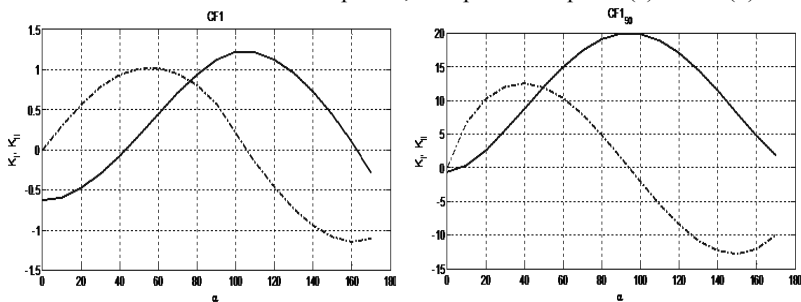


Рис. 2. КІН для нахилених тріщин, матеріал – CF1 (а) і CF1₉₀ (б)

Висновок. Розроблено методику дослідження напружень біля тріщин малих розмірів, що виростають із вершини жорсткого включення в анізотропних пластинках. Досліджено характерні властивості розподілу КІН залежно від кута нахилу тріщин та анізотропії матеріалу. Встановлено, що в околі тріщин рівень напружень зростає при включеннях, перпендикулярних напрямку із максимальною жорсткістю матеріалу, якщо біля вершини має місце розтяг.

1. В.В. Божидарнік, О.В. Максимович. Пружна та гранична рівновага анізотропних пластинок з отворами і тріщинами / Монографія. – Луцьк: ЛДТУ, 2003. – С. 226. 2. Максимович О. Розрахунок напруженого стану анізотропних пластинок з отворами і криволінійними тріщинами при врахуванні контакту їхніх берегів / Вісник Тернопільського державного технічного університету. – 2009. – № 3. – С. 36-42. 3. Мусхелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости / М.: Наука, 1966. – С. 708. 4. Саврук М.П. Коэффициенты интенсивности напряжений в телах с трещинами / К.: Наук. думка, 1988. – С. 620. 5. Сташук Н.Г. Задачи механики упругих тел с трещиноподобными дефектами / К.: Наук. думка, 1993. – С. 359.

УДК 539.3

ЗАСТОСУВАННЯ ІНТЕГРАЛЬНИХ РІВНЯНЬ ДЛЯ РОЗРАХУНКУ БАГАТОЗВ'ЯЗНИХ АНІЗОТРОПНИХ ПЛАСТИН ПРИ ДІЇ ЗОСЕРЕДЖЕНИХ СИЛ

ПРИМЕНЕНИЕ ИНТЕГРАЛЬНЫХ УРАВНЕНИЙ ДЛЯ РАСЧЕТА МНОГОСВЯЗНЫХ АНИЗОТРОПНЫХ ПЛАСТИН ПРИ ДЕЙСТВИИ СОСРЕДОТОЧЕННЫХ СИЛ

ANALYSIS OF MULTICONNECTED ANISOTROPIC PLATES BY THE INTEGRAL EQUATION METHOD UNDER THE CONCENTRATED LOADING ACTION

Божидарнік В.В., д.т.н., проф., Ротко С.В., к.т.н., доцент, Шваб'юк В.В., к.т.н., доцент, Пасічник Р.В., к.т.н., доцент, (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Божидарник В.В., д.т.н., проф., Ротко С.В., к.т.н., доцент, Швабюк В.В., к.т.н., доцент, Пасичнык Р.В., к.т.н., доцент, (Луцкий национальный технический университет, г. Луцк)

Bozhidarnik V., Doctor of Engineering, Professor, Rotko S.V., candidate of technical sciences, Shvabyuk V.V., candidate of technical sciences, Pasichnyk R.V., candidate of technical sciences (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Побудовані системи інтегральних рівнянь для визначення напружено-деформованого стану багатозв'язних анізотропних пластин у випадках першої і другої основних задач теорії пружності за дії зосереджених сил.

Построены системы интегральных уравнений для определения напряженно-деформованного состояния многосвязных анизотропных пластин в случаях первой и второй основных задач теории упругости при действии сосредоточенных сил.

The integral equations systems for the definition of the stress-strain state of multiconnected anisotropic plates in the cases of the first and the second

fundamental problems of elasticity theory under the concentrated loading action are constructed.

Ключові слова:

Пластини, багатозв'язність, інтегральні рівняння, зосереджені сили.

Пластини, многосвязность, интегральные уравнения, сосредоточенные силы.

Plates, multiconnected, integral equations, concentrated loading.

Стан питання і задачі дослідження. Розрахунок пластин за допомогою функцій комплексної змінної, із подальшим використанням методу лінійного спряження аналітичних функцій, досконало розвинений у роботах М.І.Мухелішвілі [1] та Г.М.Савіна [2] для випадку ізотропних пластин. У випадку багатозв'язних анізотропних пластин визначення напружено-деформованого стану через комплексні потенціали відбувається на основі теореми Коші та використання формул Племелі – Сохоцького, де використовуються компактні інтегральні подання. Така методика побудови систем інтегральних рівнянь для визначення комплексних потенціалів раніше використовувалася у роботах [3-5]. Застосування комплексних потенціалів для розрахунку ортотропних пластин із тріщинами наведено у роботах [5-7]. Використання цього методу для згину анізотропних пластин пов'язане із значними труднощами як у записах через комплексні потенціали виразів для згинальних моментів та поперечних сил, так і в постановці крайових задач. Тому, у випадках ортотропних пластин, ним зручно користуватися, коли маємо чисто уявні корені характеристичного рівняння, за методикою, яку раніше використано у роботах І.О. Прусова та інших авторів [4,6].

1. Інтегральні рівняння першої основної задачі для багатозв'язної анізотропної пластини за дії зосереджених сил. Розглянемо багатозв'язну анізотропну пластинку (область S), навантажену векторами зусиль $X + iY$ на її межі, зусиллями на нескінченності (для пластинок нескінченних розмірів) і прикладеними до точок $z_{*p} = x_{*p} + iy_{*p}$ зосередженими силами $X_{*p} + iY_{*p}$ ($p=1...P$). Вектор зусиль $X + iY$ на довільній кривій $\Gamma \in S$ визначається за формулою [2]:

$$\begin{aligned} i(X + iY) = & (1 + is_1)z'_1\Phi_1(z_1) + (1 + i\bar{s}_1)\bar{z}'_1\overline{\Phi_1(z_1)} + \\ & + (1 + is_2)z'_2\Phi_2(z_2) + (1 + i\bar{s}_2)\bar{z}'_2\overline{\Phi_2(z_2)}, \end{aligned} \quad (1)$$

де $z'_j = dz_j/ds$; ds - диференціал дуги на Γ ; $s_j = \alpha_j + i\beta_j$ ($\text{Im}s_j > 0$;

$j = 1, 2$) – корені характеристичного рівняння :

$$a_{11}s^4 - 2a_{16}s^3 + (2a_{12} + a_{66})s^2 - 2a_{26}s + a_{22} = 0,$$

a_{ij} – пружні характеристики матеріалів у законі Гука [8] для плоского напруженого стану.

Комплексні потенціали $\Phi_j(z_j)$ ($j=1,2$) подамо у вигляді

$$\Phi_j(z_j) = \Phi_{jR}(z_j) + \Phi_{jS}(z_j) \quad (j=1,2), \quad (2)$$

де $\Phi_{jR}(z_j)$ - аналітичні, однозначні функції в областях S_j , відповідно:

$$\begin{aligned} \Phi_{1S}(z_1) &= \sum_{p=1}^P \frac{A_p}{z_1 - z_{1* p}} + B_* + iC_*, \\ \Phi_{2S}(z_2) &= \sum_{p=1}^P \frac{B_p}{z_2 - z_{2* p}} + B_*' + iC_*', z_{j* p} = x_{* p} + s_j y_{* p} \end{aligned}$$

Залежність сталих $A_p, B_p, B_*, C_*, B_*', C_*'$ від заданих зусиль добре відома [6].

Використовуючи теорему Коші та формули (1), маємо

$$\begin{aligned} \Phi_1(z_1) &= \frac{1}{2\pi i} \int_{L^{(1)}} \frac{f(\tau) d\tau}{\tau - z_1} + \Phi_{1S}(z_1), \\ \tilde{S}_1 &= -\frac{s_1 - \bar{s}_2}{s_2 - \bar{s}_2}, \tilde{S}_2 = \frac{\bar{s}_1 - \bar{s}_2}{s_2 - \bar{s}_2}, t_j = \xi + s_j \eta, \xi + i\eta \in L \\ \Phi_2(z_2) &= \frac{1}{2\pi i (s_2 - \bar{s}_2)} \int_L \frac{X + \bar{s}_2 Y}{t_2 - z_2} ds + \\ &+ \frac{1}{2\pi i} \int_{L^{(1)}} \frac{\tilde{S}_1 f(t_1) dt_1 - \tilde{S}_2 \bar{f}(t_1) dt_1}{t_2 - z_2} + \Phi_{2S}(z_2). \end{aligned} \quad (3)$$

Модифіковане інтегральне подання загального розв'язку задачі, яке виявляється зручним при розробці числового алгоритму, перепишемо у вигляді

$$\begin{aligned} \Phi_1(z_1) &= \frac{1}{2\pi i} \int_{L^{(1)}} \frac{Q(\tau) d\tau}{\tau - z_1} + \Phi_{1S}(z_1), Q(t_1) = \Phi_1(t_1) - A_k \text{ і } \delta \text{è } t_1 \in L_k^{(1)}, \\ \Phi_2(z_2) &= \frac{1}{2\pi i (s_2 - \bar{s}_2)} \int_L \frac{X + \bar{s}_2 Y}{t_2 - z_2} ds + \\ &+ \frac{1}{2\pi i} \int_{L^{(2)}} \frac{\tilde{S}_1 Q(t_1) dt_1 - \tilde{S}_2 \bar{Q}(t_1) dt_1}{t_2 - z_2} + \Phi_{2S}(z_2), \end{aligned} \quad (4)$$

де сталі A_k, B_k ($k=1 \dots m+1$) визначаються із умов:

$$\begin{aligned} \operatorname{Re}(A_k + B_k) &= 0, \operatorname{Re}(s_1 A_k + s_2 B_k) = 0, \\ \operatorname{Re}(s_1^2 A_k + s_2^2 B_k) &= 0 \quad (k=1 \dots m+1), \end{aligned} \quad (5)$$

а комплексні потенціали задовольняють додатковим умовам

$$\int_{L_k^{(j)}} \Phi_j(z_j) dz_j = -\frac{D_1^{(j)} Y_k + D_2^{(j)} X_k}{D}, \quad (5a)$$

$$(j = 1, 2; k = 1 \dots m + 1),$$

які забезпечують однозначність переміщень. Сталі $D_1^{(j)}$ такі самі, як і в [3].

Для знаходження функції Q , через яку записаний загальний розв'язок задачі, використаємо формулу (1) для визначення вектора зусиль на довільній кривій Γ . Підставивши у (1) потенціали (4) і спрямувавши точку $x + iy \rightarrow L$, отримаємо систему інтегральних рівнянь стосовно Q .

Врахувавши формули Племелі - Сохоцького [1]:

$$\lim_{(x,y) \rightarrow L} \Phi_1(z_1) = \widehat{\Phi}_1(z_1) + Q(z_1)/2,$$

$$\lim_{(x,y) \rightarrow L} \Phi_2(z_2) = \widehat{\Phi}_2(z_2) + \frac{1}{2(s_2 - \bar{s}_2)} \left[\frac{X_n + \bar{s}_2 Y_n}{z_2'} - \right. \quad (6)$$

$$\left. - (s_1 - \bar{s}_2) \frac{z_1'}{z_2'} Q(z_1) - (\bar{s}_1 - \bar{s}_2) \frac{\bar{z}_1}{z_2'} \overline{Q(z_1)} \right],$$

де відзначені дашком функції визначаються за формулами

$$\widehat{\Phi}_1(z_1) = \frac{1}{2\pi i} \int_{L^{(1)}} \frac{Q(\tau) d\tau}{\tau - z_1} + A_0. \quad (7)$$

Тут $Q(t_1) = f(t_1) - A_k$ при $t_k \in L_k^{(1)}$, A_k – комплексні сталі. Підставивши в (7) $f(t_1) = Q(t_1) + A_k$, знаходимо

$$\widehat{\Phi}_2(z_2) = \frac{1}{2\pi i (s_2 - \bar{s}_2)} \left[\int_{L^{(2)}} \frac{X + \bar{s}_2 Y}{t_2 - z_2} ds - (s_1 - \bar{s}_2) \int_{L^{(2)}} \frac{Q(t_1) dt_1}{t_2 - z_2} - \right. \quad (8)$$

$$\left. - (\bar{s}_1 - \bar{s}_2) \int_{L^{(2)}} \frac{\overline{Q(t_1)} d\bar{t}_1}{t_2 - z_2} \right] + \Delta.$$

Тут $Q(t_1) = f(t_1) - A_k$ при $t_k \in L_k^{(1)}$, A_k – комплексні сталі;

$$\Delta = \frac{1}{2\pi i (s_2 - \bar{s}_2)} \sum_{k=1}^{m+1} \int_{L_k^{(2)}} \frac{1}{t_2 - z_2} \left\{ [(\bar{s}_2 - s_1) A_k - (\bar{s}_1 - \bar{s}_2) \bar{A}_k] d\xi + \right.$$

$$\left. + [(\bar{s}_2 - s_1) A_k s_1 - (\bar{s}_1 - \bar{s}_2) \bar{A}_k \bar{s}_1] d\eta \right\},$$

у яких особливі інтеграли розглядаються в сенсі головного значення за Коші [1].

Граничні інтегральні рівняння набудуть вигляду

$$i(X + iY)/2 = (1 + is_1)z_1' \hat{\Phi}_1(z_1) + (1 + i\bar{s}_1)\bar{z}_1' \overline{\hat{\Phi}_1(z_1)} + (1 + is_2)z_2' \hat{\Phi}_2(z_2) + (1 + i\bar{s}_2)\bar{z}_2' \overline{\hat{\Phi}_2(z_2)}, \quad (9)$$

2. Інтегральні рівняння другої основної задачі для багатозв'язної анізотропної пластини. Нехай на отворах пластинки задані переміщення g_1, g_2 або в отвори впаяно жорсткі включення; на пластинку діють зусилля на нескінченності (для пластинок нескінченних розмірів), зосереджені сили. На основі теореми Коші можна записати інтегральні подання для комплексних потенціалів:

$$\Phi_1(z_1) = \frac{1}{2\pi i} \int_{\Gamma^{(1)}} \frac{Q(\tau) d\tau}{\tau - z_1} + \Phi_{1s}(z_1), \quad \Phi_2(z_2) = \frac{1}{2\pi i} \int_{\Gamma^{(2)}} \frac{P(\tau) d\tau}{\tau - z_2} + \Phi_{2s}(z_2), \quad (10)$$

$$P(z_2) = (dw/ds + \alpha Qz_1' + \beta \overline{Qz_1'}) / z_2',$$

$$w = \frac{q_2 g_1 - p_2 g_2}{d}, \quad \alpha = \frac{p_2 q_1 - q_2 p_1}{d},$$

$$\beta = \frac{p_2 q_1 - q_2 p_1}{d}, \quad d = p_2 \bar{q}_2 - q_2 \bar{p}_2.$$

Невідома функція Q , яку означає загальний розв'язок задачі, визначається із СІР

$$(g_1' + ig_2')/2 = (p_1 + iq_1)z_1' \Phi_1(z_1) + (\bar{p}_1 + i\bar{q}_1)\bar{z}_1' \overline{\Phi_1(z_1)} + (p_2 + iq_2)z_2' \Phi_2(z_2) + (\bar{p}_2 + i\bar{q}_2)\bar{z}_2' \overline{\Phi_2(z_2)}, \quad (11)$$

Тут, у комплексних потенціалах, що визначаються формулами (10), інтеграли Коші мають сенс головного значення. Аналогічно до [3], якщо нескінченна пластинка, на яку діють зосереджені сили, ослаблена тріщинами T_r ($r = 1 \dots m - M$) із прикладеними до їх берегів напруженнями $X + iY$, то комплексні потенціали можна подати у вигляді:

$$\begin{aligned} \Phi_1(z_1) &= \frac{1}{2\pi i} \int_{\Gamma^{(1)}} \frac{Q(\tau) d\tau}{\tau - z_1}, \\ \Phi_2(z_2) &= \frac{1}{2\pi i (s_2 - \bar{s}_2)} \int_{\Gamma} \frac{[X] + \bar{s}_2 [Y]}{t_2 - z_2} ds + \\ &+ \frac{\tilde{S}_1}{2\pi i} \int_{\Gamma^{(2)}} \frac{Q(t_1) dt_1}{t_2 - z_2} + \frac{\tilde{S}_2}{2\pi i} \int_{\Gamma^{(2)}} \frac{\overline{Q(t_1)} d\bar{t}_1}{t_2 - z_2}, \end{aligned} \quad (12)$$

де $[f]$ – різниця величини f на правому і лівому берегах тріщин; Q – невідома функція.

Підстановка потенціалів (12) у вираз для вектора зусиль на правому березі тріщини та використання формул Племелі – Сохоцького дає систему сингулярних інтегральних рівнянь стосовно функції Q . Додаткові рівняння отримують із умов (5а) однозначності переміщень.

Визначивши величини комплексних потенціалів $\Phi_j(z_j)$, легко знайти вирази для напружень у пластині за формулами [2]:

$$\begin{aligned}\sigma_{xx} &= 2\operatorname{Re}[s_1^2\Phi_1(z_1) + s_2^2\Phi_2(z_2)]; & \sigma_{yy} &= 2\operatorname{Re}[\Phi_1(z_1) + \Phi_2(z_2)]; \\ \sigma_{xy} &= -2\operatorname{Re}[s_1\Phi_1(z_1) + s_2\Phi_2(z_2)].\end{aligned}\quad (13)$$

Переміщення $u(z), v(z)$ точок пластини у відповідних напрямках Ox, Oy декартової системи координат можна записати у такому вигляді:

$$\begin{aligned}u(z) &= 2\operatorname{Re}[p_1\varphi_1(z_1) + p_2\varphi_2(z_2)] - \omega y + u_0, \\ v(z) &= 2\operatorname{Re}[q_1\varphi_1(z_1) + q_2\varphi_2(z_2)] + \omega x + v_0,\end{aligned}\quad (14)$$

де ω, u_0, v_0 — кут повороту та переміщення пластинки як жорсткого цілого;

$$p_j = a_{11}s_j^2 + a_{12} - a_{16}s_j; \quad q_j = a_{12}s_j^2 + a_{22}/s_j - a_{26} \quad (j = 1, 2).$$

У випадку ортотропного матеріалу коефіцієнти a_{ij} можна записати у вигляді загальновідомих фізичних сталих матеріалу — модулів пружності та коефіцієнтів Пуассона біля відповідних осей координат. Вважається, що головні напрямки пружності співпадають із напрямками осей координат.

Висновки. Побудовано інтегральні рівняння першої та другої основних задач плоскої задачі теорії пружності для багатозв'язної анізотропної пластини за дії зосереджених сил. Вирази для напружень і переміщень записуються через знайдені комплексні потенціали та загальновідомі фізичні сталі матеріалу пластин.

1. Мусхелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. – М.: Наука, 1966. 2. Савин Г.Н. Распределение напряжений около отверстий. – Киев: Наук. думка, 1968. 3. Божидарник В.В., Максимович О.В. Пружна та гранична рівновага анізотропних пластинок з отворами і тріщинами. – Луцьк: ЛДТУ, 2003. 4. Прусов И.А. Метод сопряжения в теории плит. – Минск: Изд-во Белорус. гос. ун-та, 1975. 5. Сулим Г.Т. Основы математической теории термопружної рівноваги деформівних твердих тіл з тонкими включеннями. Монографія. – Львів: ДВЦ НТШ. 2007. 6. Шваб'юк В.І. Комплексне подання уточнених рівнянь згину ортотропних пластин з тріщинами. // Машинознавство. Львів: 1999, № 4. – С.51-55. 7. Бережницький Л.Т., Делявський М.В., Панасюк В.В. Изгиб тонких пластин с дефектами типа трещин. – Киев: Наук. думка, 1979. 8. Лехницький С.Г. Теория упругости анизотропного тела. Изд.2-е. – М.: Наука, 1977.

УДК 69.022

ЗАВИСИМОСТЬ ВЕЛИЧИНЫ МОДУЛЯ УПРУГОСТИ РАСТВОРА И КОЭФФИЦИЕНТА ПУАССОНА ОТ ПРОЧНОСТИ РАСТВОРА

ЗАЛЕЖНІСТЬ ВЕЛИЧИНИ МОДУЛЯ ПРУЖНОСТІ РОЗЧИНУ І КОЕФІЦІЕНТУ ПУАССОНА ВІД МІЦНОСТІ РОЗЧИНУ

EFFECT OF STRENGTH OF SOLUTION FOR COMPRESSION OF SIZE UNIT ELASTICITY SOLUTION AND POISSON'S RATIO

Галалюк А.В., аспірант (філіал РУП «Інститут БЕЛНІІС» - Науково-технічний центр, Республіка Білорусь, м. Брест).

Галалюк А.В., аспирант (филиал РУП «Институт БелНИИС» - Научно-технический центр, Республика Беларусь, г.Брест.

Halaliuk A. V., a graduate student (branch office of the "Institute BelNIIS" - Scientific-Technical Center, the Republic of Belarus, Brest).

В даній статті визначено вплив міцності розчину при стисканні на величину модуля пружності розчину і коефіцієнт Пуассона

В данной статье определено влияние прочности раствора при сжатии на величину модуля упругости раствора и коэффициент Пуассона

In this paper determined the effect of compression strength of the solution at the value of the elastic modulus and Poisson's ratio of the solution

Ключові слова:

Розчин загального призначення заводського виготовлення, міцність при стисканні, модуль пружності, коефіцієнт Пуассона.

Раствор общего назначения заводского изготовления, прочность при сжатии, модуль упругости, коэффициент Пуассона.

The solution is a general-purpose factory-built, compressive strength, elastic modulus, Poisson's ratio.

Основной механической характеристикой кладочных растворов, приводимой в нормах стран СНГ и Еврокоде 6, является прочность при

сжатии. Данная характеристика необходима при аналитическом определении прочности каменной кладки при сжатии. Деформационные характеристики раствора (модуль деформаций и коэффициент Пуассона) в нормативных документах отсутствуют.

Однако с развитием компьютерной техники и программного обеспечения современные инженеры имеют возможность выполнить численный анализ напряженно-деформируемого состояния каменной кладки, при различного рода воздействиях. При этом каменная кладка может рассматриваться как однородный анизотропный материал (метод макро моделирования) или как материал состоящий из кладочных элементов и раствора (микро моделирование). Исследования растворов которые были выполнены в последнее время показывают, что существует связь между модулем упругости раствора (E_m) и его прочностью при сжатии (f_m), наподобие упругой характеристики каменной кладки (α).

Интересные испытания в этом направлении были проведены в Германии *Schubert (2005)* [1]. По результатам испытаний была получена зависимость модуля упругости раствора (E_m) от прочности раствора при сжатии (f_m) (1).

$$E_m = 2100 f_m^{0,7} \quad (1)$$

Подчеркивается, что зависимость (1) является эмпирической зависимостью которая характерна только для растворов испытанных автором [2], но не смотря на это может быть использована как ориентир при принятии значений деформационных характеристик раствора необходимых для численного анализа каменной кладки. В 2010г. в России *В.В. Пангаевым* [2] были проведены исследования по определению физико-механических свойств кладочных материалов и каменной кладки и получены деформационные характеристики раствора, кирпича и кладки, необходимые для расчетов ее НДС численными методами (таблица 1). Из таблицы 1 следует, что модуль упругости и коэффициент Пуассона раствора зависят от его прочности при сжатии.

Таблица 1

Модули упругости (E_0) и коэффициенты Пуассона (ν) для цементных растворов различных марок [2]

Марка	4	10	25	50	75	100	150	200
E_0	500	1250	3200	5800	8400	10500	14000	16000
ν	0,20	0,20	0,20	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15

Целью настоящих исследований являлось определение деформационных характеристик кладочного раствора заводского изготовления и установление

аналитической зависимости модуля упругости от прочности раствора при сжатии.

Методика испытаний. Для определения модуля упругости и коэффициента Пуассона были изготовлены четырехгранные призмы размером 300×70×70мм. Призмы формовались из раствора общего назначения заводского изготовления различных прочностных показателей. Для приготовления кладочных растворов использовалась сухая растворная смесь №111/11 М100 по СТБ1307-2002 производства ОАО «Красносельскстройматериалы». Из данной растворной смеси путем изменения пропорций составляющих готовилась растворная смесь других прочностных показателей. Прочность кладочного раствора при сжатии устанавливалась на основании [3]. В соответствии со стандартом [3] испытанию подвергались образцы призмы полученные после испытания раствора на изгиб. Испытание образцов на сжатие проводилось через 28 дней после формовки.

Общий вид образцов и характер разрушения образцов показан на рисунке 1а,б и в, соответственно.

а)



б)

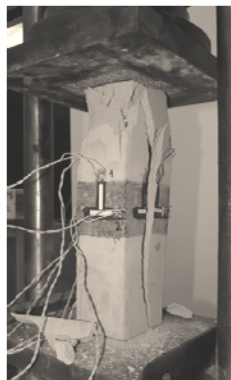


Рис. 1. Общий вид испытываемого образца при определении модуля упругости (E_m) и коэффициента Пуассона (ν_m): а – во время испытания; б – после разрушения.

Всего для определения деформационных характеристик было изготовлено 3 серии образцов: КСК-1 – $f_m = 10,9$ МПа; КСК-2 – $f_m = 7,9$ МПа и КСК3 – $f_m = 3,1$ МПа. Каждая серия включала в себя по восемь образцов.

Для измерения относительных деформаций призм использовались тензодатчики с базой 20 мм и автоматический измеритель деформаций АИД-4.

В испытательной установке все образцы центрировались так, чтобы нагрузка была приложена по всей ширине меньших граней, контактируемых с плитами, все образцы доводились до разрушения.

Результаты экспериментальных исследований. На рисунке 2 показаны диаграммы деформирования растворных призм. По диаграммам деформирования призм были определены значения начального модуля упругости (E_{0m}), секущего модуля упругости (E_m) и коэффициента Пуассона (ν_m) (таблица 2).

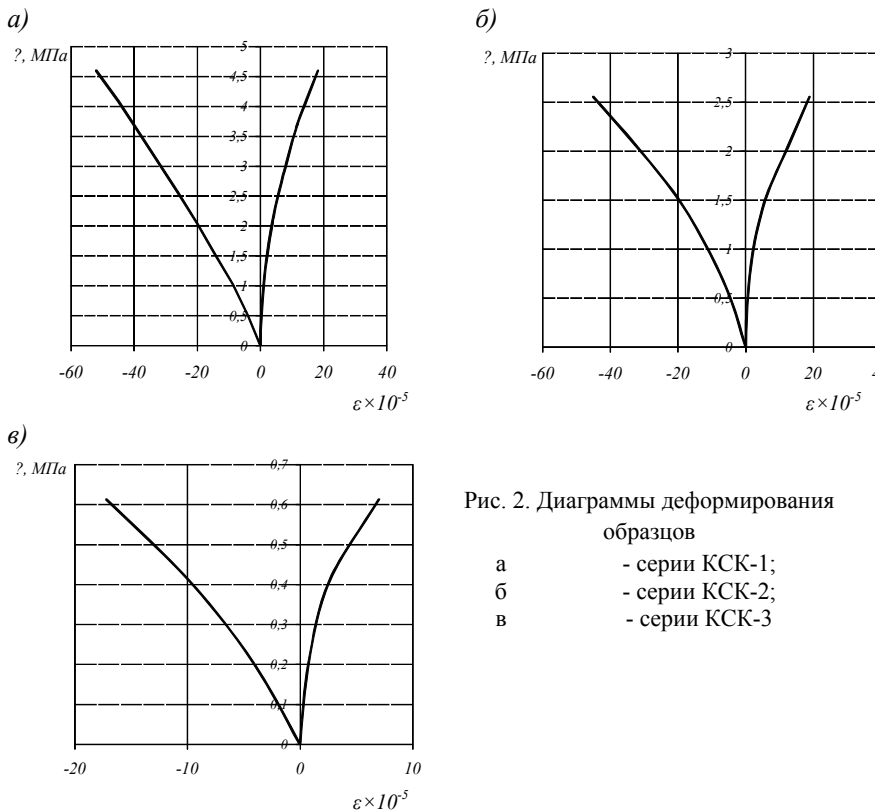


Рис. 2. Диаграммы деформирования образцов

- а - серии КСК-1;
- б - серии КСК-2;
- в - серии КСК-3

Таблица 2

Результаты экспериментальных исследований

Название серии	Прочность раствора при сжатии в соответствии с [3]	Начальный модуль упругости E_{0m} , МПа	Секущий модуль упругости E_m , МПа	Коэффициент Пуассона ν_m
1	2	3	4	5
КРК-1	10,9	12750	10580	0,17
КРК-2	7,9	11140	9210	0,19

КРК-3	3,1	5020	4600	0,23
-------	-----	------	------	------

Из таблицы 2 следует, что величина модуля упругости и коэффициента Пуассона зависят от прочности раствора. На рисунке 3 приведены графики изменения модулей упругости раствора от его прочности при сжатии. Графики носят нелинейный характер. Более активное нарастание модулей упругости наблюдается в диапазоне прочностей раствора $f_m = 3.1-7.9 \text{ МПа}$.

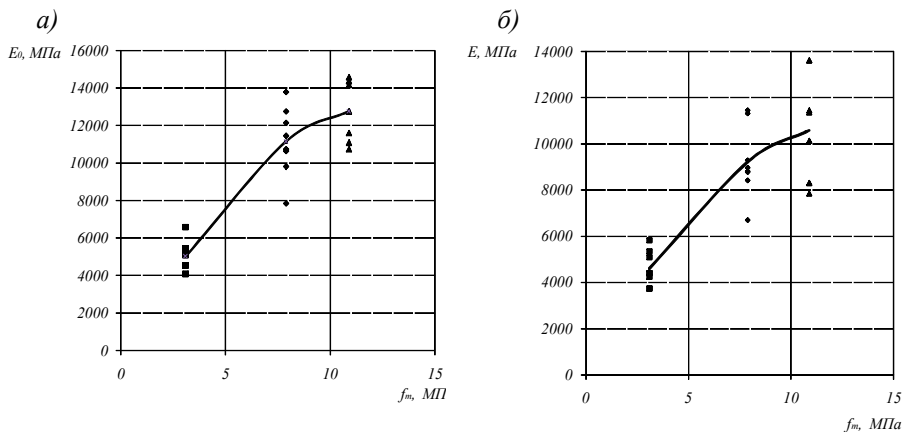


Рис. 3. Графики изменения модулей упругости в зависимости от прочности кладочного раствора: а – начального модуля упругости (E_{0m}); б – секущего модуля упругости (E_m). Условные обозначения: экспериментальные данные по серии: ▲ ▲ ▲ - серия КРК-1; ◆ ◆ ◆ - серия КРК-2; ■ ■ ■ - серия КРК-3

На рисунке 4 показан график изменения коэффициента Пуассона в зависимости от прочности раствора, который имеет практически линейный характер.

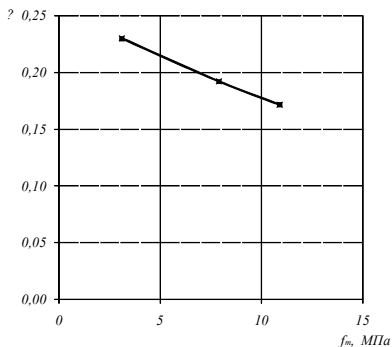


Рис. 4. График изменения коэффициента Пуассона (ν_m) в зависимости от прочности раствора (f_m).

Из рисунка 4 следует, что величина ν_m при увеличении прочности раствора (f_m) с 3,1МПа до 10,9МПа изменялась от 0,23 до 0,17. При численных расчетах каменной кладки методом микромоделирования коэффициент Пуассона (ν_m) можно принимать $\approx 0,2$.

Графики зависимости модулей упругости от прочности раствора могут быть аппроксимированы следующими аналитическими зависимостями:

- начальный модуль упругости $E_{0m} = 2140 f_m^{0,75}$ (1)

- секущий модуль упругости $E_m = 2155 f_m^{0,68}$ (2)

Сравнение экспериментальных данных и аналитических зависимостей модулей упругости от прочности кладочного раствора при сжатии на рис 5.

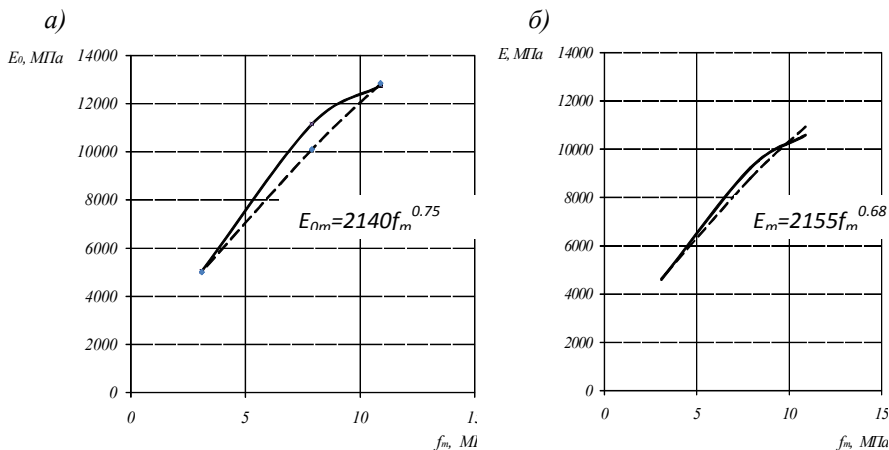


Рис. 5. Сравнение экспериментальных данных и аналитических зависимостей (1) и (2): а – начального модуля упругости (E_{0m}); б – секущего модуля упругости (E_m).

Заключение. При численном анализе напряженно деформируемого состояния каменной кладки методом микромоделирования начальный и секущий модули упругости кладочного раствора могут быть определены по аналитическим зависимостям (1), (2). Коэффициент Пуассона кладочного раствора независимо от его прочности следует принимать равным 0,2.

1. Kubica J. Mechanika muru obciazonego w swej plaszczyzne: monografie. – Gliwice: Politechniku Slaska, 2011. 382s. 2. Пангаев В.В. Развитие расчетно-экспериментальных методов исследования прочности кладки каменных конструкций: Автореферат дис... док. техн. наук. – Новосибирск, 2009. – 34с. 3. EN 1015-11:1999 Методы испытаний растворов для каменной кладки. Часть 11. Определение прочности затвердевшего раствора при изгибе и сжатии.

УДК 539.4:624.011

ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ ДЕРЕВИНИ СОСНИ ЗА ПОВТОРНОГО ДЕФОРМУВАННЯ ДО ДОСЯГНЕННЯ ПОВНОЇ ВТРАТИ МІЦНОСТІ МАТЕРІАЛУ

ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ ДРЕВЕСИНЫ СОСНЫ ПРИ ПОВТОРНОМ ДЕФОРМИРОВАНИИ ДО ДОСТИЖЕНИЯ ПОЛНОЙ ПОТЕРИ ПРОЧНОСТИ МАТЕРИАЛА

THE WOODEN PINE TREE DIAGRAM MECHANICAL CONDITION OF CYCLE DEFORMATION TO THE LOST STRENGTH OF MATERIAL

Гомон С.Ст., к.т.н., доц., Гомон С.С., к.т.н., доц., Сасовський Т.А.
(Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Гомон, С.Ст., к.т.н., доц., Гомон С.С., к.т.н., доц., Сасовський Т.А.
(Национальный университет водного хозяйства и природопользования, г. Ровно)

Gomon S.St., candidate of technical sciences, associate professor, Gomon S.S., candidate of technical sciences, associate professor, Sasovscy T.A. (National university of water managements and natural recourses used, Rivne)

Наведені результати експериментальних досліджень міцності та деформативності деревини сосни та проведено аналітичний опис механічного стану матеріалу за повторного навантаження до повної втрати несучої здатності матеріалу.

Приведены результаты экспериментальных исследований прочности и деформативности древесины сосны и проведено аналитическое описание состояния материала при повторном нагружении к полной потере несущей способности.

In the article you can find the results of experimental researches pine tree strength and deformation. Author dwells such problem as analytical

description of the wood diagram mechanical condition of cycle deformation to the lost strength of material.

Ключові слова:

Деревина, міцність, стиск, деформації.

Древесина, прочность, сжатие, деформации.

Wood, strength, compression, deformation.

Стан питання та задачі дослідження. Використання деревини в будівництві уже багато століть як єдиного матеріалу, що відновлює природа, є перспективним, екологічно-чистим, безпечним, естетичним будівельним матеріалом. Винахід же клеєної деревини дає можливість її використання у всіх напрямках будівництва.

Послідовний перехід країн пострадянського простору до впровадження розрахункових деформаційних моделей в розрахунках будівельних конструкцій приводять до проблеми вивчення роботи деревини під навантаженням від початку завантаження і до повної втрати несучої здатності. Дослідження ж законів силового деформування деревини дає можливість об'єктивно враховувати властивості матеріалу в оцінюванні роботи під навантаженням та проектуванні конструктивних елементів з деревини. Особливо актуальним дане питання є при запобіганні прогресуючому руйнуванню – одного з найважливіших умов безпечної експлуатації, як новобудов, так і існуючих будівель. Для послаблення наслідків такої небезпеки необхідно проектувати об'єкти такими, щоб несучі конструкції, відмова яких може бути безпосередньою причиною аварійної ситуації при виникненні небезпеки, зберігали працездатність протягом певного часу, достатнього для вжиття термінових заходів [1]. За наявності виходу з роботи (руйнуванню) одного із несучих елементів об'єктів класів відповідальності СС3 та СС2, сусідні конструкції включаються в роботу і виникає в цих конструктивних елементах з деревини складний деформовано-напружений стан – косий згин, косий згин з позacentровим стиском, позacentровий стиск, косий стиск. Аналіз такого складного напружено-деформованого стану будівельних конструкцій з деревини, що тимчасово зберігають несучу здатність не зроблено, а методика розрахунку конструкцій після дії повторних навантажень, для запобігання лавиноподібного руйнування конструкцій будівлі, поки що не розроблена [2,3,4].

У більшості проведених на даний час відомих експериментальних досліджень деформування деревини під навантаженням вздовж волокон не

вивчалась робота деревини за повторних мало циклових навантажень. Вивчення роботи деревини з побудовою повної кривої деформування пружно-пластичного матеріалу можна здійснити лише за досліджень при яких навантаження прикладається до зразка з постійним зменшенням значень [5] в жорсткому режимі роботи.

Метою даної роботи є розробити методика визначення напружено-деформованого стану нормальних перерізів з деревини за стиску вздовж волокон та побудова повної діаграми фізичного стану деревини від початку завантаження і аж до руйнування матеріалу за дії повторних навантажень.

Методика досліджень. З огляду на зазначену мету було проаналізовано напружено-деформований стан елементів з деревини, що працюють за повздовжнього повторного стиску.

Основна частина. У першій серії зразки випробовувалися з метою встановлення руйнівного навантаження, в другій - на дію повторних малоциклових навантажень вздовж волокон відповідно при рівнях: 0,6R; 0,7R; 0,75R; 0,8R; 0,9R. Випробовувалися по три однакових зразки у кожному з рівнів випробування. Дослідження проводилися на зразках з сосни розмірами 45x45x250 мм, що виростає в лісах Рівненської області. Виготовлення зразків для серії випробувань проводили з одного довгого бруска по десять-дванадцять заготовок. Всі грані зразків були чисто оброблені.

Висушування деревини для виготовлення зразків проводилося на протязі одного року за нормальної вологості середовища в 60-70% та температури 18-21°C з доведенням до необхідної проектної вологості деревини в 12% в термокамері.

Для визначення деформацій волокон деревини використали тензодатчики разом з тензометричним комплексом СИИТ-3. На кожен призму приклеювали по тензодатчику з кожної із бокових сторін, база яких складає 5 см. Вони були розміщені вздовж до напрямку дії сили та волокон.

При збільшенні навантаження на пресі, при доведенні зразка до руйнування, після прикладення розрахункового числа циклів, фактичне зусилля, яке сприймалося зразком, поступово зменшувалося за рахунок передачі частки зусилля на гідродомкрати. Включення в роботу гідродомкратів забезпечило можливість отримання експериментальних даних по встановленню межі критичних деформацій ε_{df} за середнього значення тимчасового опору стиску деревини вздовж волокон $f_{c,o,d}=43,67$ МПа, та можливість встановлення експериментальних даних у закритичній зоні

роботи деревини, в якій рівні деформування деревини $\varepsilon_{d,i}$ перевищують критичні деформації у вершині діаграми.

За результатами випробувань побудовані діаграми повного деформування деревини вздовж волокон $\sigma_d - \varepsilon_d$ з теоретичною спадною віткою з обмеженням її довжини $\varepsilon = 1,45\varepsilon_{d,f}$. Приклад побудови діаграм деформування показано по середніх значеннях трьох довільно вибраних зразках-близнюках з сухої деревини, які працювали за одного режиму прикладення навантажень і наведено на рис.1.

На підставі побудованих діаграм деформування деревини з спадною віткою дає можливість також оцінити залишкову міцність деревини $f_{c,d}$ на різних рівнях роботи матеріалу .

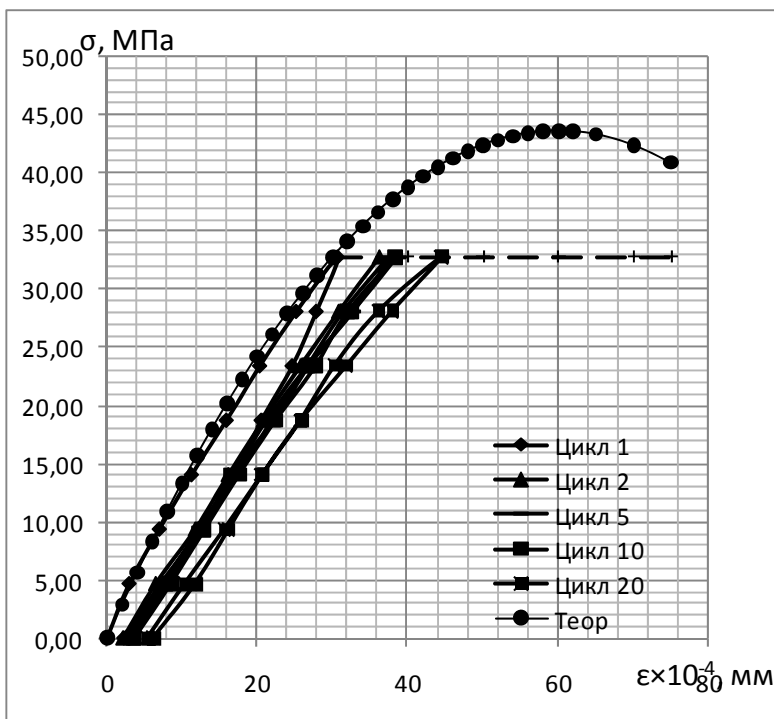


Рис. 1. Діаграма деформування деревини “ $\sigma_d - \varepsilon_d$ ” при роботі деревини (сосни) вздовж волокон за дії малоциклового навантаження з рівнями напружень $(\eta_n - \eta_e) = (0 - 0,75) f_{c,o,d}$.

Експериментально отримана діаграма деформування деревини дає можливість визначитися з найсуперечливішим і найважливішим параметром – граничною деформацією деревини на стиск $\varepsilon_{d,u}$, яку можна використати при встановленні напружено-деформованого стану та розрахунку конструкцій з деревини з використанням деформаційної моделі.

За розрахункову аналітичну залежність для опису криволінійної діаграми фізичного стану деревини від початку навантаження і до руйнування прийнята функція у вигляді поліному другого ступеня на основі пропозицій [5], яка була автором цієї роботи використана лише для одноразового деформування:

$$\sigma_{dc} = K_1 \varepsilon_d + K_c \varepsilon_d^2. \quad (1)$$

Коефіцієнти поліному (1) в разі, коли деформації на стиск ε_{dR} відомі, пропонується знаходити за виразами:

$$K_1 = \frac{2 f_{c,o,d}}{\varepsilon_{d,f}}; \quad K_c = - \frac{f_{c,o,d}}{\varepsilon_{d,f}^2}. \quad (2)$$

а розрахункову аналітичну залежність для опису криволінійної діаграми фізичного стану деревини за повторного навантаження для висхідних віток, прийнята функція у вигляді поліному другого ступеня з врахуванням накопичення залишкових деформацій $\varepsilon_{d,cic}$ після прикладення розрахункового числа навантажень:

$$\sigma_{dc} = K_1 \varepsilon_d + K_c \varepsilon_d^2 + \varepsilon_{d,cic}. \quad (3)$$

Для обґрунтування відповідності розглянутої функції спадаючої вітки діаграми змодельованої залежністю (1,3) визначалася розбіжність

$x = \frac{\sigma_{d,i}^{teor}}{\sigma_{d,i}^{exp}}$ як співвідношення теоретичних до експериментальних значень для відповідного деформування деревини спадаючої вітки діаграми, які отримані за випробувань дослідних зразків.

Проведено статистичний аналіз результатів зазначених співвідношень для всіх циклів завантажень та приведені лише результати для 1-го, 2-го та 10-го циклів в табл. 1.

Так, як коефіцієнт варіації для першого циклу завантаження $V=5,5\%$, для другого – $7,0\%$, для десятого – $2,8\%$ і це менше 10% , то збіжність між

дослідними і розрахунковими даними задовільна, а отримане рівняння добре віддзеркалює зв'язок між фізичними величинами, що досліджувалися.

Однією із задач випробувань стало визначення межі витривалості деревини дії повторним навантаженням вздовж волокон. Для цього було вирішено описати графік залежності

$$\eta = \frac{R_{cic}}{R_T} = f(n_{cic}) \quad , \quad (5)$$

де - η - верхній рівень прикладання малоциклових навантажень;

n_{cic} - кількість повторних навантажень.

Опис здійснювався за допомогою п'яти функцій: гіперболічної, логарифмічної, експоненціальної, поліноміальної, степеневі. Порівняння таких показників, як коефіцієнт варіації та показник точності, довели, що

найбільш точно описує залежність (6) степенева функція [6] роботи деревини вздовж волокон у вигляді:

$$\eta = 0,9909n_{cic}^{-0,0562} \quad . \quad (6)$$

Таблиця 1

Перевірка збіжності дослідних даних та даних за рівнянням (1)

$\delta = \frac{\sigma_{d,i}^{teor}}{\sigma_{d,i}^{exp}}$	$\Delta, \%$	$x_i - 1$	$(x_i - 1)^2$
1	2	3	4
Перший цикл			
1	0	0	0
0,895	-10,50	-0,105	0,0110
1,020	2,0	0,02	0,0021
1,050	5,0	0,05	0,0025
1,072	7,2	0,072	0,0052
1,050	5,0	0,05	0,0025
1,031	3,1	0,031	0,001
1,015	1,5	0,015	0,0002
Другий цикл			
1	0	0	0
1,07	7,0	0,07	0,0049
1,09	9,0	0,09	0,0081
1.11	11,0	0,11	0,0121
1,10	10,0	0,10	0,0100

1,06	6,0	0,06	0,0036
1,01	1,0	0,01	0,0001
0,98	-2,0	0,02	0,0004
Десятий цикл			
1	0	0	0
1,063	6,3	0,063	0,0040
1,098	9,8	0,098	0,0096
0,96	-4,0	0,04	0,0016
1,09	9,0	0,09	0,0081
1,06	6,0	0,09	0,0016
1,03	3,0	0,03	0,0001
0,996	-0,4	0,004	0,0025

Встановлено, що межа пристосування деревини сосни дії повторним малоцикловим навантаженням вздовж волокон $\eta = 0,52$. За максимальне розрахункове число прикладення малоциклових навантажень прийнято $n_{cic}=100000$.

Висновки. 1. Статистичний аналіз результатів порівняння відхилень теоретичних напружень від експериментальних на висхідних вітках діаграми деформування деревини, обчислених за формулами (1), (3) свідчить про задовільну збіжність між цими величинами і надає можливість рекомендувати залежність(1), (3) для реалізації в інженерних розрахунках.

2. Встановлено, що межа пристосування деревини сосни дії повторним малоцикловим навантаженням вздовж волокон $\eta = 0,52$.

1. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009.- 48с. 2. ДБН В.2.6-161:2010. Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення. – Київ: Укравхбудінформ, 2011.- 102с. 3. СНиП П-25-80. - Деревянные конструкции. Нормы проектирования. –М.: Стройиздат, 1982. – 65с. 4. Eurocode 5. Design of timber structures. Part 1.1. General rules and rules for buildings. – 1995. - 124р. 5. Гомон С.С. Діаграми механічного стану деревини сосни за одноразового короткочасного деформування до повної втрати міцності матеріалу/С.С. Гомон, С.С. Гомон, Т.А. Сасовський//Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць.- Рівне: Вид-во НУВГП, 2012. – Вип 23. – с. 166-171. 6. Гомон С.С. Малоциклова витривалість деревини повторним навантаженням /С.С. Гомон, Т.А. Сасовський// Современные строительные конструкции из металла и древесины: Сб. науч. труд. – Одесса: ОГАСА, 2011.- №15, ЧЗ.- С. 18-22.

УДК 624.073

РОЗРАХУНОК ВНУТРІШНІХ ЗУСИЛЬ НАДКОЛОННОЇ ПЛИТИ БЕЗРИГЕЛЬНО-БЕЗКОНСОЛЬНО-БЕЗКАПІТЕЛЬНОГО ПЕРЕКРИТТЯ*

РАСЧЕТ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ НАДКОЛОННОЙ ПЛИТЫ БЕЗРИГЕЛЬНО-БЕСКОНСОЛЬНО-БЕСКАПИТЕЛЬНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

THE BENDING MOMENT DESIGN OF ON-COLUMN ELEMENT OF SLAB FLOOR WITHOUT GIRTH RAILS, CANTILEVERS AND CAPITALS

Жарий С.С., аспірант (Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, м. Полтава)

Жарый С.С., аспирант (Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка, г. Полтава)

Zharyy S.S., postgraduate (Poltava National Technical University named after Yuri Kondratyuk, Poltava)

Розглядається метод розрахунку надколонних плит безригельно-безконсольно-безкапітельних перекриттів.

Рассматривается метод расчета надколонных плит безригельно-бесконсольно-бескапительных перекрытий.

The design method for on-column slabs of overlapping without floor girders, console and cantilevers is considered.

Ключові слова:

Плита, схема, розрахунок.

Плита, схема, расчет.

Slab, scheme, design.

Вступ. Конструкція безбалкових перекриттів була запатентована у США у 1902 році. Перша будівля з таким типом перекриття з'явилася на території колишнього СРСР у Москві у 1908 році, під керівництвом інженера А.Ф.Лолейта [1].

Першими інженерами, що звернули увагу на необхідність вирішення питань розрахунку такого виду конструкцій перекриттів були Дж.Р.Ніколсон (1918 р.), Вестергард і Слейтер (1925 р.) [2]. Серед вітчизняних вчених першими розрахункові обґрунтування були запропоновані у 1933 році А.А. Гвоздевим та В.І. Мурашевим [3]. Капітелі вперше були усунуті з конструкції стику плити з колоною у 1940 році Джозефом ді Стасіо. При розробці методики розрахунку приймало участь багато провідних інженерів того часу, у той же час також були застосовані теоретичні розробки В.І.Мурашева. Результати теорії та практики розрахунку таких перекриттів були закріплені у 70-х роках у нормативних документах [4] та [5]. Після їх видання відразу з'явилось декілька напрямів вдосконалення методики розрахунку. Зокрема, можна виділити напрями роботи таких вчених як Н.І.Карпенко [6, 7], А.С.Залесов [8, 9], П.І.Васильєв [10]. В даний час ширшого застосування набувають безригельно-безконсольно-безкапітельні перекриття, а ці документи [4, 5] є ґрунтовними та регламентуючими їх розрахунок.

Аналіз останніх досліджень. Останнім часом багато робіт сучасних вчених направлено на вдосконалення існуючих методик розрахунку та конструкцій різних типів перекриття. Серед них можна виділити роботи [11-16]. Однак питання розрахунку плит, яке в цих роботах розглянуто стисло, залишається вирішеним лише аспектуально і потребує подальшого вивчення.

Постановка мети і задач досліджень. У даній роботі на основі даних експерименту за мету ставилось завдання висвітлення розробленого розрахунку прольотного згинального моменту надколонних плит безригельно-безконсольно-безкапітельних перекриттів із застосуванням кінематичного способу методу граничної рівноваги.

Виклад основного матеріалу. З метою оцінки міцності залізобетонних надколонних плит перекриття збірно-монолітного безригельно-безконсольно-безкапітельного каркасу та вивчення їх роботи під навантаженням було складено програму експериментальних досліджень дослідних зразків. Для проведення таких випробувань було виготовлено 3 зразки надколонних плит (рис. 1), які мали натурні розміри 2980x2980x160 мм. Згідно програми досліджень надколонної плити безбалкового перекриття проведені випробування натурних плит за схемою експериментальної установки (рис. 2).

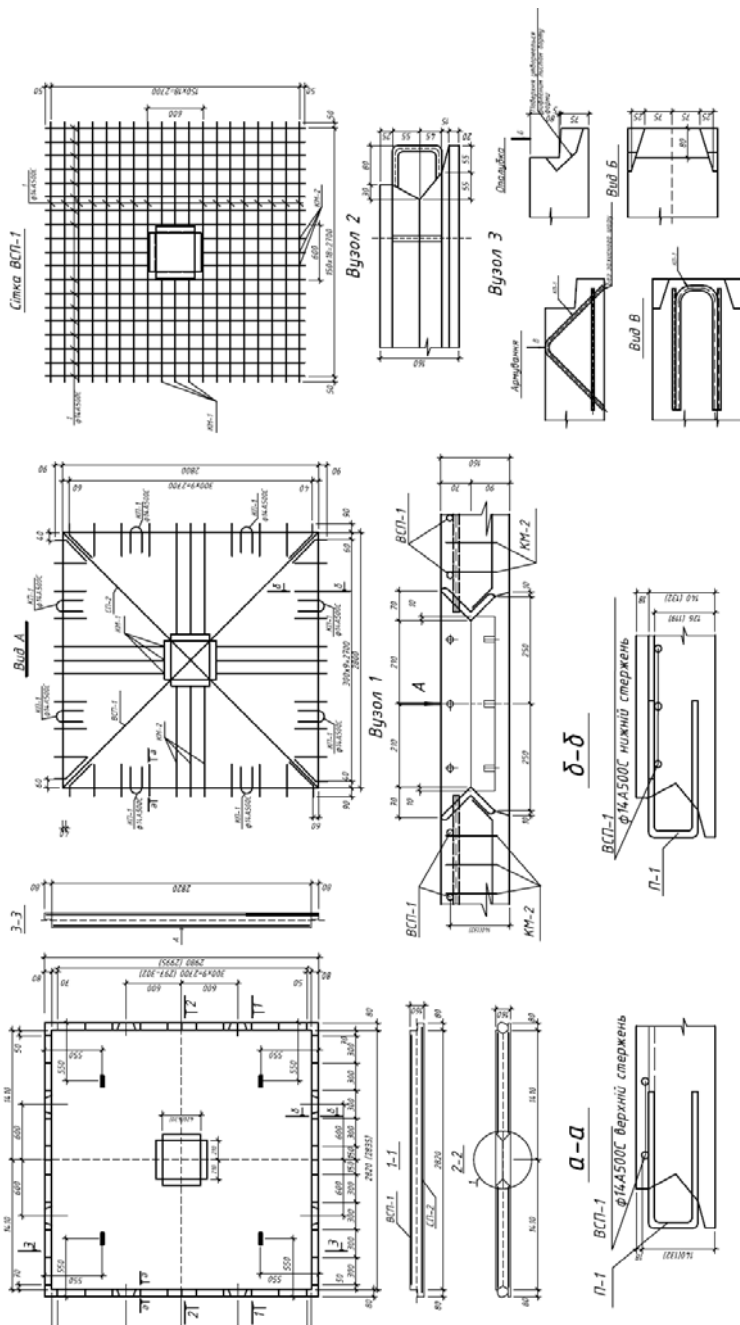


Рис. 1. Конструкція надколійної плити НП 30-30-16

Примітка: цифри в дужках означають фактичне значення параметра

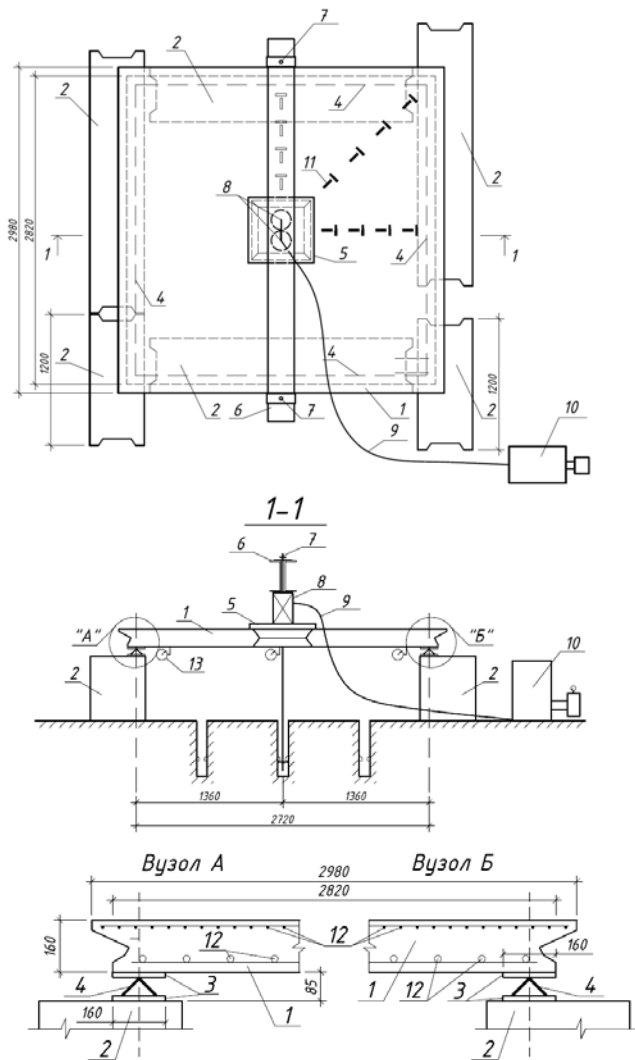


Рис. 2. Схема експериментальної установки для випробування надколонних плит:
 1 – надколонна плита; 2 – опора з фундаментного блоку ФС 24.5.6(12.5.6); 3 –
 сталеві підкладки; 4 – шарнірно-нерухома опора (L75x5); 5 – сталеві пластини
 600x600, t = 5 мм; 6 – траверса із швелерів № 30; 7 – тяжі з арматурних стрижнів Ø30
 А-I; 8 – гідравлічний домкрат F=50 т; 9 – напірний трубопровід; 10 – насосна станція;
 11 – тензOMETричні датчики; 12 – робоча арматура;
 13 – прогиномір механічний 6ПАО ЛИСИ

Проведені експериментальні дослідження натурних надколонних плит перекриття показали, що розрахунок таких конструкцій можливо виконувати за допомогою кінематичного способу методу граничної рівноваги. При цьому до такого розрахунку можна записати наступні загальні передумови:

- використовуючи експериментально одержані схеми руйнування, плита розглядається як система жорстких дисків, з'єднаних між собою лінійними пластичними шарнірами вздовж ліній тріщиноутворення;
- для розрахунку плит, умови експлуатації яких допускають наявність тріщин, застосовується кінематичний спосіб методу граничної рівноваги;
- рівняння рівноваги для даної системи жорстких дисків являє собою рівність між віртуальними роботами від зовнішніх W_P та від внутрішніх W_M зусиль на можливих переміщеннях y_P плити в напрямку дії навантаження P .

Використовуючи передумови розрахунку, запишемо рівняння рівноваги, яке являє собою рівність між віртуальними роботами зовнішніх W_P та внутрішніх W_M зусиль

$$W_P = W_M \quad (1)$$

Відповідно до розрахункової схеми(рис. 3), можна записати рівняння рівноваги в такому вигляді

$$\int_A y_P \frac{P}{A} dA = \sum_{i=1}^n M_i \varphi_i l_i \quad (2)$$

де M_i – момент в i -тому пластичному шарнірі на одиницю довжини; φ_i – кут повороту диска в i -тому шарнірі пластичності; l_i – довжина i -того пластичного шарніра.

Робота внутрішніх зусиль (моментів) на відповідних кутах повороту:

$$\sum_{i=1}^n M_i \varphi_i l_i = M_1 \varphi l_1 + M_1 \varphi l_1 + M_2 \varphi l_2 + M_2 \varphi l_2 \quad (3)$$

$$\sum_{i=1}^2 M_i \varphi_i l_i = 2M_1 \varphi l_1 + 2M_2 \varphi l_2 \quad (4)$$

Робота зовнішніх зусиль на переміщенні (прогині) надколонної плити від дії навантаження P :

$$\int_A y_P \frac{P}{A} dA = \frac{P}{A} \int_A y_P dA, \quad (5)$$

$$\int_A y_P dA = V, \quad (6)$$

де V – об'єм усіченої піраміди, який дорівнює

$$V = \frac{f}{3} (S_1 + S_2 + \sqrt{S_1 S_2}), \quad (7)$$

де f – прогин плити, S_1 – площа нижньої основи піраміди граничного стану плити, S_2 – площа верхньої основи піраміди граничного стану плити.

При геометричних розмірах плити $l_1 = l_2$ та перерізу колони $h_c = b_c$ в плані площі основ усіченої піраміди S_1 та S_2 набувають вигляду

$$S_1 = l^2, \quad S_2 = h_c b_c = b_c^2. \quad (8)$$

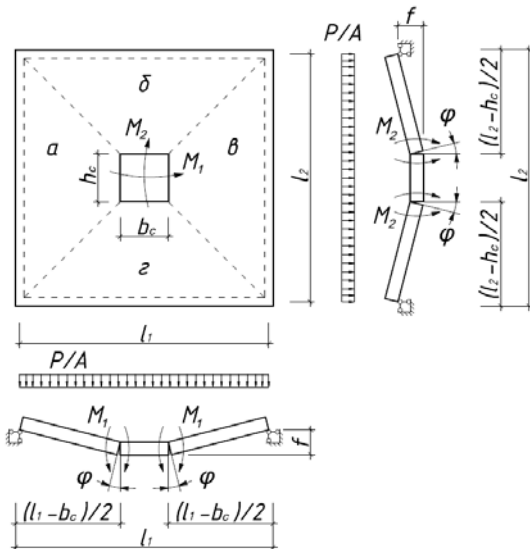


Рис. 3. Розрахункова схема для визначення згинального моменту:

a, b, c, d – диски, утворені лініями зламу; M_1, M_2 – прольотні граничні моменти; f – прогин плити; φ – кут повороту дисків

Оскільки кути повороту φ_1 дисків мають досить малі значення, тоді знайдемо висоту усіченої піраміди

$$\varphi \approx \text{tg } \varphi = \frac{f}{0,5(l - b_c)} \Rightarrow f = \varphi \cdot 0,5(l - b_c), \quad (9)$$

де f – прогин плити.

Підставивши отримані вище залежності, отримаємо наступний вираз для визначення віртуальних зовнішніх робіт

$$\begin{aligned} \frac{P}{A} \int_A y_D dA &= \frac{P}{A} \cdot \frac{\varphi(l - b_c)}{2} \cdot \frac{1}{3} (l^2 + b_c^2 + \sqrt{l^2 b_c^2}) = \\ &= \frac{P\varphi(l - b_c)}{6l^2} \cdot (l^2 + b_c^2 + lb_c) = \frac{P\varphi(l^3 - b_c^3)}{6l^2}. \end{aligned} \quad (10)$$

Підставивши вирази робіт за (4) та (10) в (2) матимемо, що

$$\frac{P\varphi(l^3 - b_c^3)}{6l^2} = 2M_1\varphi l_1 + 2M_2\varphi l_2. \quad (11)$$

В (11) маємо 2 невідомих моменти, величина кожного з яких, як моменту в пластичному лінійному шарнірі на одиницю його довжини, залежить від A_{st} , що визначаються за формулою

$$M_t = R_s \cdot A_{st} \cdot z_{st}. \quad (12)$$

Враховуючи (12), для квадратних плит $M_1 = M_2$ (рис. 3), тоді (11) можна записати наступним чином

$$\frac{P\varphi(l^3 - b_c^3)}{6l^2} = 4M\varphi l. \quad (13)$$

З (13) отримуємо, що шуканий вираз для обчислення значення прольотного згинального моменту

$$M = \frac{P(l^3 - b_c^3)}{24l^3}. \quad (14)$$

Якщо при армуванні розтягнутої зони плити одну з двох однакових сіток не доводить до краю плит на відстань $1/4l$, $1/6l$ або $1/8l$, то при відповідних перетвореннях у правій частині (11) вираз (14) набуде вигляду:

– при обриві сітки на $1/4l$ від краю плити

$$M = \frac{P(l^3 - b_c^3)}{18l^3}; \quad (15)$$

– при обриві сітки на $1/6l$ від краю плити

$$M = \frac{3P(l^3 - b_c^3)}{56l^3}; \quad (16)$$

– при обриві сітки на $1/8l$ від краю плити

$$M = \frac{2P(l^3 - b_c^3)}{39l^3}. \quad (17)$$

Висновки. На основі даних експериментальних випробувань та теоретичних досліджень, які відображають дійсну роботу надколонних плит у складі перекриття безригельно-безконсольно-безкапітельних каркасних конструктивних систем, отримано формули для визначення прольотного

згинального моменту надколонної плити. Ці формули дають змогу більш точно визначати внутрішні зусилля, котрі виникають в надколонних плитах перекриття, що в свою чергу дозволить більш ефективно та економічно здійснювати армування такого типу конструкцій.

1. Дорфман А.Э. Проектирование безбалочных бескапительных перекрытий / А.Э.Дорфман, Л.Н.Левонтин. – М.: Стройиздат, 1975. – 124 с.
2. Генри Дж. Коуэн Строительная наука XIX – XX вв. М.: Энергоиздат, 1982. – 236 с.
3. Мурашев В.И. Железобетонные конструкции: общий курс: учеб. для вузов по спец. «Промышленное и гражданское строительство» / В.И.Мурашев, Э.Е.Сигалов, В.Н.Байков; под ред. П.Л.Пастернака – М.: Госстройиздат, 1962. – 659 с.
4. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями. – М.: Стройиздат, 1975. – 32 с.
5. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями. – М.: Стройиздат, 1979. – 54 с.
6. Карпенко Н.И. О современных построениях критериев прочности бетонных и железобетонных элементов / Н.И. Карпенко // Бетон и железобетон. – 1997. – Вып. № 2. – с. 4 – 7.
7. Карпенко Н.И. Общие методы механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
8. Залесов А.С. Расчет прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил и кручении / А.С.Залесов // Бетон и железобетон. – 1976. – Вып. № 6. – с. 22 – 24.
9. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. – К.: Будивельник. – 1989. – 104 с.
10. Васильев П.И., Рочняк О.А. Сопrotивление железобетонных элементов поперечным силам. – Минск: Наука и техника. – 1978. – 88 с.
11. Серия КУБ-2,5. Унифицированная система сборно-монолитного безригельного каркаса. Выпуск 1-1. Основные положения по расчету, монтажу и компоновке зданий. – М., 1990. – 54 с.
12. Серия КУБ-2,5. Унифицированная система сборно-монолитного безригельного каркаса. Выпуск 2-1. Панели перекрытий, диафрагмы. – М., 1990. – 28 с.
13. Яров В.А. Экспериментальные исследования узлов сопряжения плиты перекрытия с колонной в безбалочных каркасах монолитных зданий / В.А. Яров, А.А. Коянкин // Бетон и железобетон в Украине. – 2010. – № 1. – С. 28 – 30.
14. Дорошкевич Л.О. Міцність з'єднань плита-колона у монолітних залізобетонних безбалочних безкапітельних перекриттях / Л.О.Дорошкевич, С.Б.Максимович, Б.Г.Демчина, Б.Ю.Максимович // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». – № 664. – Львів, 2010. – С. 16 – 25.
15. Павліков А.М. Конструювання та розрахунок плит збірно-монолітних конструктивних систем житлових будівель / А.М. Павліков, С.С. Жарий // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво) Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка. – Вип. 24. – Полтава, 2009. – С. 8 – 13.
16. Мордич А.И. Опыт практического применения и основные результаты натурных испытаний сборно-монолитного каркаса БелНИИС / А.И.Мордич, В.Н.Белевич, В.Н.Симбиркин, Д.И.Навой// Бюллетень строительной техники. М., 2004. №8. С. 8-12.

УДК 624.012.3.07

ВПЛИВ ПІДСИЛЕННЯ НА ВІДНОВЛЕННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОЛОН

ВЛИЯНИЕ УСИЛЕНИЯ НА ВОССТАНОВЛЕНИЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ СВОЙСТВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН

DETERMINATION OF EFFICIENCY OF RENEWAL OF OPERATING PROPERTIES OF THE INCREASED REINFORCE-CONCRETE COLUMNS

Задорожнікова І.В., к.т.н., доц., Боярчук Б.А., к.т.н., доц., Ужегова О.А., к.т.н., доц., Ротко С.В., к.т.н., доц., (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Задорожникова И.В., к.т.н., доц., Боярчук Б.А., к.т.н., доц., Ужегова О.А., к.т.н., доц., Ротко С.В., к.т.н., доц., (Луцкий национальный технический университет, г. Луцк)

Zadorozhnikova I.V., Ph.D in Engineering, Associate Proffessor, Boyarchuk B.A., Ph.D in Engineering, Associate Proffessor, Uzhegova O.A., Ph.D in Engineering, Associate Proffessor, Rotko S.V., Ph.D in Engineering, Associate Proffessor, (Lutsk National Technical University, s. Lutsk)

За допомогою розрахунку в ПК ЛИРА визначили числові значення зусиль, що виникають в елементах колони під час дії на них наперед відомих навантажень та визначили ефективний спосіб підсилення залізобетонних колон.

С помощью расчета в ПК ЛИРА определили числовые значения усилий, возникающих в элементах колонны при воздействии на них заранее известных нагрузок и определили эффективный способ усиления железобетонных колонн.

By a calculation in the PC LIRA defined the numerical values of efforts which arise up in the elements of column during an action on them beforehand the known loadings and defined the effective method of strengthening of reinforce-concrete columns.

Ключові слова:

Підсилення, бетон, арматура, сталевіфібробетон, обойма, переміщення, напруження, деформації.

Усиление, бетон, арматура, сталефібробетон, обойма, перемещение, напряжение, деформации.
Strengthening, concrete, fittings, steel fibre concrete, holder, tension, deformations.

Необхідність підсилення та відновлення будівельних конструкцій, основ та фундаментів будівель і споруд визначається такими основними чинниками: реконструкцією або модернізацією обладнання промислового підприємства, зміною функціонального призначення окремих приміщень, цілих будівель або споруд; помилками у проектуванні, виготовленні, транспортуванні, а також при виконанні будівельних і монтажних робіт; фізичним зношенням конструкцій внаслідок інтенсивної або довготривалої експлуатації; різними ушкодженнями конструкцій внаслідок порушень правил експлуатації; зношенням конструкцій внаслідок ураження корозією; локальним або новим ушкодженням конструкцій внаслідок температурно-вологісних впливів; іншими причинами пошкодження конструкцій або умовами, які вимагають підсилення або відновлення конструкцій або будівель у цілому.

Усе це вимагає ретельного вивчення ситуації для розробки раціонального конкурентоздатного варіанту підсилення.

Виділяють три основних способи підсилення: 1) відновлення несучої здатності конструкцій; 2) збільшення несучої здатності конструкцій; 3) розвантаження конструкцій [1, 2, 3].

Збільшення несучої здатності перерізу може здійснюватись без зміни і зі зміною розрахункової схеми і напруженого стану, а також із застосуванням спеціальних методів підсилення.

Розрахункова схема несучої конструкції не змінюється, якщо підсилення виконують за допомогою влаштування обойм чи "сорочок", при однобічному нарощуванні і підсиленні вузлів сполучення конструкцій. Тут дуже доцільне використання неврахованих запасів міцності, виявлених у процесі обстеження конструкцій. Виявленню резервів міцності сприяє встановлення дійсного характеру роботи конструкції і фактично діючих навантажень. При цьому необхідно враховувати відповідність обраних розрахункових схем реальним умовам їхньої роботи. Наприклад, розрахунок існуючих колон за деформованою схемою дозволяє істотно підвищити їх розрахункову несучу здатність. Аналогічного результату можна досягнути при врахуванні спільної роботи крокв'яних конструкцій або збірних ригелів перекриттів, відповідно з плитами покриття чи перекриття. При визначенні навантажень на існуючі конструкції варто використовувати фактичні дані про діючі навантаження, тому що нормовані значення цих величин, встановлених при проектуванні нових споруд, значно підвищують діючі навантаження й у випадку їхнього використання приводять до невинновданого підсилення.

Певним резервом міцності при підсиленні може служити врахування дійсних міцнісних характеристик матеріалів, що, як правило, вище розрахункових, прийнятих при проектуванні. Однак, використання реальних

міцнісних характеристик матеріалів повинне здійснюватися без втрат для експлуатаційної надійності окремих конструкцій та споруди у цілому. Підсилення конструкцій зі зміною напруженого стану дуже ефективне. У цьому випадку, найбільш часто вводять попередньо напружені розтяжки, хомути та інші додаткові елементи.

Для підсилення залізобетонних колон найчастіше застосовують обойми (оболонки) декількох типів. Одним з типів залізобетонних обойм є обойма зі звичайною поздовжньою і поперечною арматурою без зв'язку обойми з арматурою підсилюваної колони. Товщина обойми залежить від ступеня підсилення, але, як правило не перевищує 300 мм. Площу поздовжньої арматури обойми визначають розрахунком, однак її діаметр повинний бути не меншим 16мм для стиснутих і 12мм - для розтягнутих стержнів. Поперечну в'язану арматуру приймають діаметром не менше 6мм, а зварену - 8мм і встановлюють із кроком, рівним 15 діаметрам поздовжньої арматури, але не більш триразової товщини обойми і не більш 200 мм. У місцях можливої концентрації напружень крок хомутів повинний бути зменшений удвічі [3].

Різновидом залізобетонних обойм є обойми з кутиків, встановлених уздовж граней, які на краях підсилених колон приварюють до горизонтальних опорних кутиків.

Залізобетонні обойми колон можуть бути виконані з поперечною арматурою у вигляді спіральної обмотки з дротяної арматури діаметром не менше 6 мм.

Залізобетонні обойми зі спіральною арматурою мають підвищену несучу здатність при центральному стиску.

Мінімальну товщину залізобетонної обойми приймають за вимогами технології посилення, залежно від методу бетонування.

Крім залізобетонних обойм, для підсилення залізобетонних колон можуть бути рекомендовані металеві обойми, складовими частинами яких є стійки кутикового профілю, які встановлюють по гранях колон, та сполучні планки між ними й опорні підкладки з кутиків або листового металу.

Металеві обойми рекомендується застосовувати у випадках, коли не можна зменшувати габарити виробничих приміщень і потрібно виконати підсилення в найкоротший термін. При влаштуванні металевих обойм, обов'язковою умовою є щільне примикання металевих стійок до граней посилюваної колони, та їх строго вертикальне положення. Включення металевих обойм у спільну роботу з підсилюваною колоною, здійснюють за допомогою спеціальних пристосувань [1, 3].

У випадку підсилення центрально і позацентрово стиснутих колон під навантаженням дуже ефективним і відносно простим виявляється спосіб підсилення з застосуванням попередньо напружених металевих розпорок, що являють собою конструкцію типу металевих обойм із напруженими стійками.

Очевидно, що ефективність, трудомісткість і надійність підсилення конструкцій різними матеріалами також різні. Тому, розробляючи проект

підсилення, доцільно виконувати варіантне проектування. Матеріалами, які найбільш часто застосовують у сучасних технологіях з підсилення залізобетонних конструкцій, є важкий бетон, а також сталеві фібробетон та ін.

Властивості дрібнозернистого бетону на сьогоднішній день добре відомі і широко представлені у літературі [2, 4].

Нижче наведені властивості відносно нового конструкційного матеріалу, який у останні роки почали широко використовувати при реконструкції будівель і споруд, потіснивши звичайний важкий бетон, це – сталеві фібробетон.

Сталеві фібробетон [5, 6, 7] – композиційний матеріал, що складається з матриці дрібнозернистого бетону та хаотично розташованих у ній відрізків сталевих дроту – фібр.

При введенні в бетонну матрицю сталевих фібр 1,5...2 % за об'ємом змінюється крихка природа матеріалу. У зв'язку з цим сталеві фібробетон набуває низку переваг перед звичайним залізобетоном: підвищуються міцність на розтяг в 2-4 рази і на стиск - в 1,2...1,6 рази, ударна стійкість, морозостійкість, водо-, газонепроникність - в 10...50 разів, стійкість до дії високих температур, зменшується стирання в 2,5...4 рази [5].

Одним з факторів, що впливають на підвищення міцності сталеві фібробетону, є відношення довжини фібр до діаметру – l_f / d_f . При підвищенні співвідношення – l_f / d_f від 20 до 100 міцність при осьовому розтягу збільшується на 50%, а на стиск - на 10 %.

Сталеві фібри при вмісті до 2,5 % від об'єму бетонної матриці дозволяють при одному і тому ж рівні стискаючих зусиль зменшити граничні поперечні деформації зразка на 21 % у порівнянні з поперечними деформаціями бетонних зразків [7].

Задачі дослідження.

- Розрахунок залізобетонної колони підсиленої об'ємом з використанням різних будівельних матеріалів в ПК ЛИРА.
- Визначення найбільш ефективного методу підсилення залізобетонної колони, на основі порівняння різних підсилюючих матеріалів (сталеві фібробетону, звичайний важкий бетон, дрібнозернистий бетон, металева об'ємка).

Розрахунок в ПК ЛИРА 9.6. Для порівняння обраних методів підсилення колон, було вирішено провести розрахунок досліджуваної конструкції в програмному комплексі ЛИРА 9.6.

За допомогою розрахунку в ПК ЛИРА визначили числові значення зусиль, що виникають в елементах колони під час дії на них наперед відомих навантажень.

Сучасний розрахунок залізобетонних конструкцій найбільш досконалий з врахуванням фізичної нелінійності матеріалів. Бетон – матеріал пружно-пластичний, тому нелінійна залежність між напруженнями та деформаціями виявляється уже на ранніх стадіях завантаження. ПК ЛИРА дозволяє змодельовувати реальну роботу залізобетонної конструкції на всьому етапі

навантаження за допомогою крокового процесора (починаючи від невеликих навантажень, коли роботу матеріалу можна вважати ще лінійною, включаючи експлуатаційну стадію, коли вплив нелінійних деформацій уже істотний, і закінчуючи стадією руйнування).

Для експерименту було розроблено три задачі в яких відповідно були змодельовані:

- колона з підсиленням арматурою і дрібнозернистим бетоном;
- колона з підсиленням металевою обіймою;
- колона з підсиленням сталевібробетоном.

Основна колона, яка підсилюється, має розміри 400x400 мм, висоту 1900мм і армується поздовжньою арматурою 4Ø20 А400С, поперечною Ø10 А400С з кроком 200 мм.

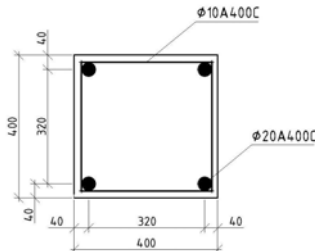


Рис. 1. Армуння основної колони

Основна колона моделювалася з об'ємних паралелепіпедів розмірами 50x50x50мм.

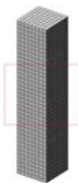


Рис. 2. 3D модель основної підсилюваної колони

Моделювання фізичної нелінійності матеріалів конструкцій виконували за допомогою фізично нелінійних скінченних елементів, котрі використовують інформацію із розвинутої бібліотеки законів деформування. Бібліотека законів деформування дозволяє враховувати практично будь-які фізично нелінійні властивості матеріалу. Для моделювання бетону основної колони був вибраний експоненціальний закон деформування, бетон класу В20 з модулем пружності $E_0=24026,29\text{МПа}$.

Армуння задавалося вздовж осі Z, площа арматури становила 0,8%.

В першій задачі моделювалася підсилення колони арматурою і дрібнозернистим бетоном. Конструкція підсилення моделювалася аналогічно основній колоні. Відмінним був тільки бетон підсилення, модуль пружності якого становив $E_0=15494\text{МПа}$.

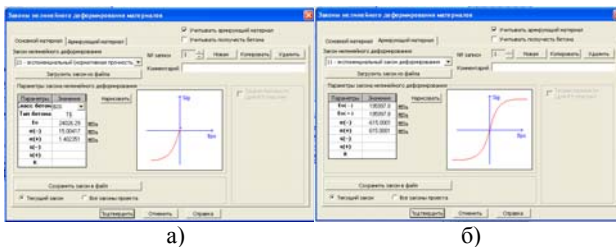


Рис. 3. Параметри матеріалів для підсиленої колони:
а) бетону; б) арматури

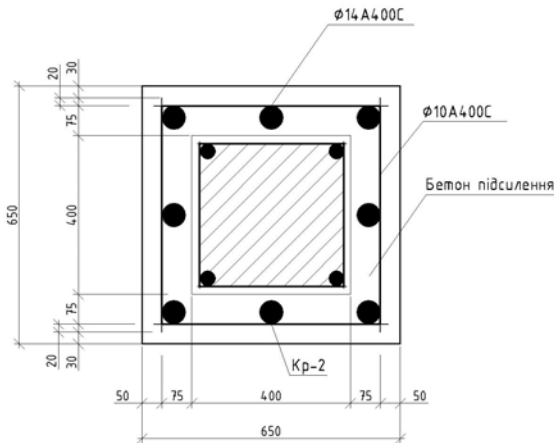


Рис. 4. Конструкція підсилення колони

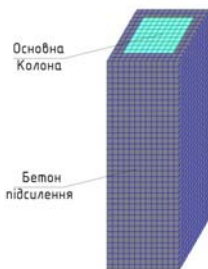


Рис. 5. Задача 1. 3D модель колони з підсилення арматурою і дрібнозернистим бетоном

В Задачі 2 моделювалося підсилення колони сталеву обоймою. Основна колона моделювалася як і в попередній задачі. Конструкції обойми задавалися стержневими елементами.

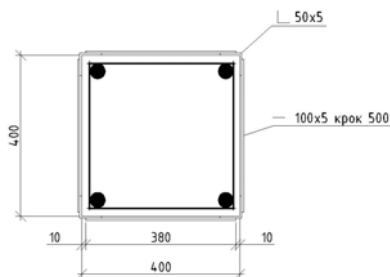


Рис. 6. Конструкція підсилення колони сталеву обоймою

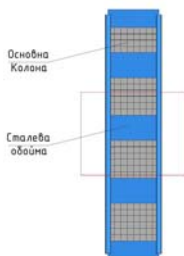


Рис. 7. Задача 2. 3D модель колони з підсилення обоймою

В Задачі 3 моделювалося підсилення колони сталевібробетоном. Основна колона і бетон підсилення моделювались як і в першій задачі. Жорсткість сталевібробетону задавалася на основі діаграми деформування реальних сталевібробетонних призм розмірами 150x150x600 мм.

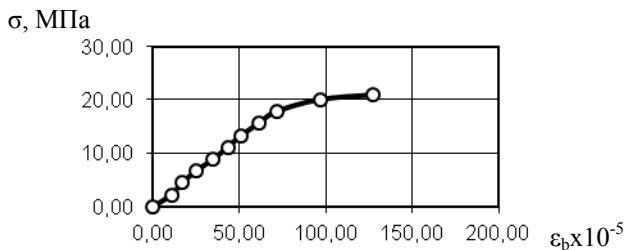


Рис. 8. Діаграма деформування сталевібробетонних призм

В задачах колони піддавалися дії одноразового рівномірно розподіленого по верхній площині плити навантаження, яке в сумі на всю колону становило 100 кН. В результаті нелінійного розрахунку були отримані ізополі переміщень і напружень N відносно осей X, Y, Z.

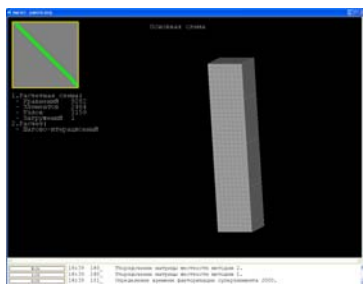


Рис. 9. Процес розрахунку колони в ПК ЛІРА

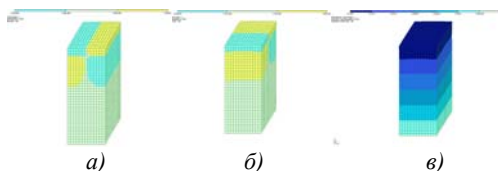


Рис. 10. Ізополя перміщень в задачі 1(підсилення арматурою і дрібнозернистим бетоном) : а)по осі X; б) по осі Y ; в)по осі Z

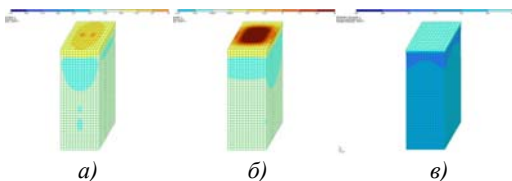


Рис. 11. Ізополя напружень в задачі 1(підсилення арматурою і дрібнозернистим бетоном) а)Nx; б) Ny ; в)Nz

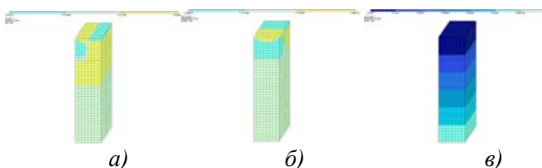


Рис. 12. Ізополя перміщень в задачі 2(підсилення сталевую обоймою): а)по осі X; б) по осі Y ; в)по осі Z

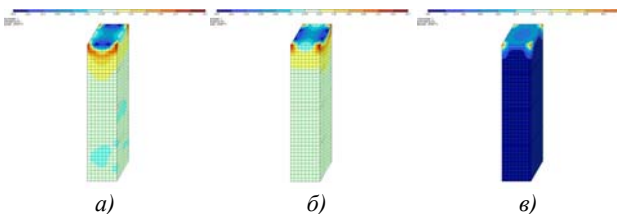


Рис. 13. Ізополя напружень в задачі 2(підсилення сталевую обоймою): а)Nx; б) Ny ; в)Nz

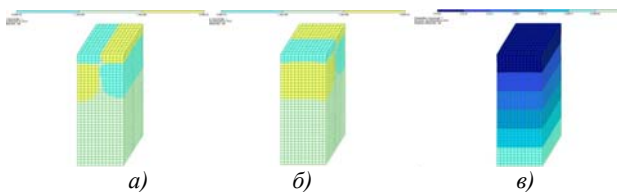


Рис. 14. Ізополі перміщень в задачі 3(підсилення сталефіробетоном) :
а) по осі X; б) по осі Y ; в) по осі Z

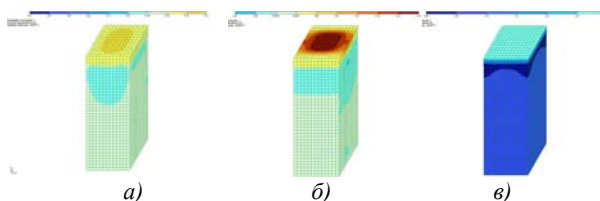


Рис. 15. Ізополі напружень в задачі 2(підсилення сталевою обоймою):
а)Nx; б) Ny ; в)Nz

Як видно з отриманих даних, найбільші деформації в бетоні виникають в колонах з підсиленням арматурою і дрібнозернистим бетоном. Основною причиною цього є те, що міцність дрібнозернистого бетону є порівняно низькою через відсутній крупний заповнювач.

В колонах, підсиленних обоймою, максимальні вертикальні переміщення в елементах колони на 25% менші, ніж в колоні, підсиленій арматурою. Напруження Nz менші на 17%.

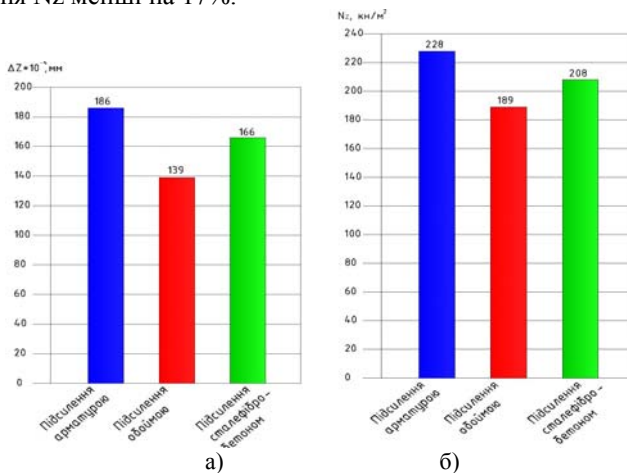


Рис. 16. Переміщення та напруження в колонах: а) максимальні вертикальні переміщення в колонах; б) максимальні напруження Nz колонах

Слід зауважити, що вертикальні напруження в колоні, підсиленій обоймою, розподіляються рівномірно по всі висоті, на відміну від першої колони, де у верхній частині вертикальні напруження значно вищі, ніж у нижній.

З результатів, отриманих при розрахунку задачі 3, видно, що вертикальні переміщення в колонах з підсиленням сталевіробетоном менші на 10,1%, ніж у задачі 1, але більші на 19%, ніж в колонах з підсиленням обоймою.

Висновки:

1. Найбільші деформації в бетоні виникають в колонах з підсиленням арматурою і дрібнозернистим бетоном.
2. В колонах, підсиленних обоймою, максимальні вертикальні переміщення в елементах колони на 25% менші, ніж в колоні, підсиленій арматурою та дрібнозернистим бетоном. Напруження N_z менші на 17%.
3. Вертикальні переміщення в колонах з підсиленням сталевіробетоном менші на 10,1%, ніж у підсиленних важким армованим дрібнозернистим бетоном, але більші на 19%, ніж в колонах з підсиленням обоймою.
4. При підсиленні колон сталевую обоймою напруження N_z розподіляються рівномірно по висоті колони.
5. При порівнянні в ПК Ліра методів підсилення колон, з отриманих результатів видно, що в колонах з підсиленням сталевую обоймою вертикальні переміщення і напруження N_z є найменшими.

1. Барашиков А.Я., Подольский Д.М., Сирота М.Д. Надежность восстанавливаемых и усиливаемых конструкций зданий и сооружений. –Черкасы: НПК “Фотоприбор”, 1993. – 46 с. 2. Бабич В.Є. Напружено-деформований стан і міцність нерозрізних залізобетонних балок при одноразових та повторних навантаженнях: Автореферат дис...канд. техн. наук – Полтава, 2005. - 20с. 3. Валовой О.І. Ефективні методи реконструкції промислових будівель та інженерних споруд. Навчальний посібник для студентів вищих навчальних закладів за напрямком “Будівництво”. - Кривий Ріг: Мінерал. 2003. – 266 с. 4. Голышев А.Б. К експериментальному определению связи между напряжениями и деформациями бетона при осевом сжатии. // Будівельні конструкції. Сучасні проблеми бетону та його технологій. Зб. Наук. Праць. Вип. 56 К.: НДІБК, 2002. – с. 89-90. 5. Сунак О.П. Сталевіробетонні конструкції: Навчальний посібник. - К.:ІЗіМН, 1999. - 158 с. 6. Сухоносова І.В. Підсилення залізобетонних згинальних елементів у стиснутій зоні сучасними матеріалами // Наукові нотатки. Луцьк: ЛДТУ, 2003. - Вип. 13.- С. 335-340. 7. Сунак П.О. Оцінювання надійності сталевіробетонних елементів. Дис...канд. техн. наук. Луцьк 2000. – 155 с.

УДК 624.154.5

ВЛИЯНИЕ ИЗМЕНЧИВОСТИ СВОЙСТВ ГРУНТА ПРИ УСТРОЙСТВЕ И ПРОЕКТИРОВАНИИ БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ

ВПЛИВ МІНЛИВОСТІ ВЛАСТИВОСТЕЙ ГРУНТУ ПРИ ВЛАШТУВАННІ ТА ПРОЕКТУВАННІ БУРОІН'ЄКЦІЙНИХ ПАЛЬ

ACCOUNTING SOIL PROPERTIES VARIABILITY WHILE ERECTING AND DESIGN OF DRILINJECTED PILES

Игнатов С. Вл., магистр техн. наук (Белорусский национальный технический университет, г. Минск)

Ігнатов С. В., магістр технічних наук (Білоруський національний технічний університет, м. Мінськ)

Ihnatov S.V., master of science (Belarusian national technical university, Minsk)

В статье приведены результаты опытных лабораторных исследований по определению изменчивости свойств грунта при инъекционной опрессовке околосвайного грунта, выведены зависимости изменения физических характеристик грунта за счет опрессовки и дана методика их учета при проектировании свай.

В статті наведені результати лабораторних досліджень по визначенню мінливості властивостей ґрунту при ін'єкційному опресовуванні навколопального ґрунту, отримані залежності змінення фізичних характеристик ґрунту за рахунок опресовування та дана методика їх врахування при проектуванні паль

The results of experimental laboratory studies of soil properties variability determination with soil injection around the pile, deduced the variation of the physical characteristics of the soil by pressing and the design pile method is given.

Ключові слова:

Свая, бетон, ґрунт, щільність, ін'єкція, тиск, основа, фундамент
Pala, beton, ґрунт, щільність, ін'єкція, тиск, основа, фундамент
Pile, concrete, Ground, density, injection, pressure, base, foundation

При возведении буроинъекционных свай происходит уплотнение грунтового массива за счет опрессовки. Данное уплотнение недостаточно изучено и, как следствие, не учитывается при проектировании.

Нами были выполнены крупномасштабные лабораторные опыты по изучению изменения физико-механических свойств грунтов при инъекционной опрессовке. В данных исследованиях происходили процессы расширения начальной скважины за счет опрессовки, с последующей инфильтрацией избыточной влаги из цементного раствора в грунт и затвердеванием цементного камня. Лабораторные исследования проводились со следующими типами грунтов:

- пески средней крупности, $\gamma=15-19\text{кН/м}^3$;
- супесь пылеватая от твердой до текучей консистенции, $\gamma=17-21\text{кН/м}^3$;

После опрессовки цементного раствора с $V/C=0,5$ в опытных лотках под давлением выдерживались технологические перерывы, продолжительностью 7, 14 и 28 суток для обеспечения набора прочности цементным камнем, далее производилась раскопка заинъецированного тела, отбор опытных образцов и выполнялось опытное динамическое зондирование вокруг инъекционного тела и под ним [1, 2]. По полученным значениям удельного сопротивления погружению зонда по [1] определялся угол внутреннего трения и сцепление грунта.

По результатам выполненных исследований построены графики изменения плотности грунта в радиальном направлении и по высоте инъекционного тела [4].

Так, при природном значении удельного веса супеси пылеватой, равной $18,0\text{кН/м}^3$ происходит ее уплотнение до $22,5\text{кН/м}^3$ на границе инъекционного тела, коэффициент пористости уменьшается с 0,63 до 0,45. Для песка среднего данное изменение составляет: для удельного веса от $17,6\text{кН/м}^3$ до $19,50\text{кН/м}^3$, коэффициента пористости с 0,62 до 0,49.

Так как цементный раствор есть жидкая среда с $V/C=0,5$, а для твердения цементного камня необходимо $V/C=0,23-0,27$, то избыток «лишней» влаги из раствора не вступал в химическую реакцию с цементом и проникал в поры грунта, тем самым изменяя его влажность на контакте «цементное тело – грунт», что приводит к некоторому снижению прочностных характеристик грунта в начальный период после инъецирования. По результатам лабораторных исследований, определено, что большая величина влажности W околосвайного массива (по сравнению с удаленным на расстояние $2,5-3,0R$ грунта) для глинистых грунтов обнаруживается более чем через 21 сутки после инъекции; для песчаных грунтов данное изменение не проявляется через 10 суток. Это обусловлено различной фильтрационной способностью песчаного и глинистого грунтов.

Исследования изменения механических свойств грунта выполнялось косвенным путем по величине сопротивления грунта динамическому зондированию вокруг заинъецированного тела.

Графики изменения сопротивления грунта динамическому зондированию и изменение прочностных характеристик песков средних и пылеватой супеси по результатам выполненных работ представлены на рис. 1.

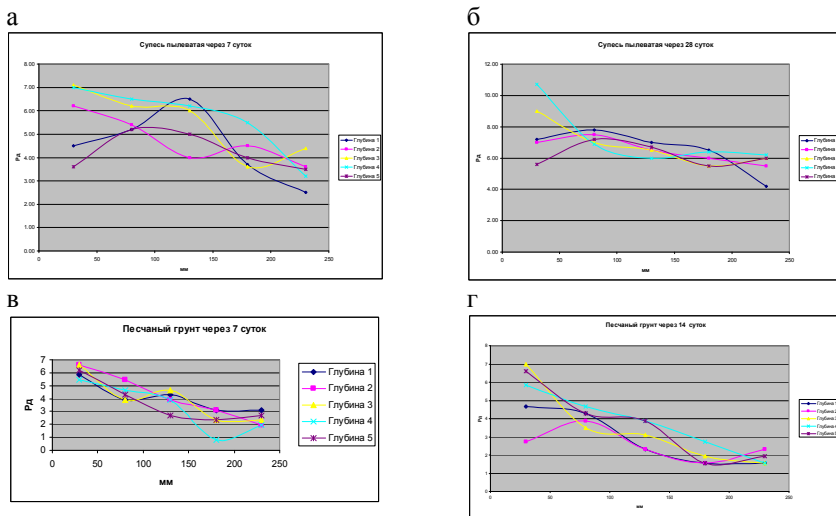


Рис. 1. Изменение условного динамического сопротивления грунта : а, б для супеси пылеватой через 7 и 28 суток после устройства инъекционного тела; в, г –для песка среднего через 7 и 14 суток соответственно.

По полученным зависимостям видно, что сопротивление грунтов динамическому зондированию во времени увеличивается. Для глинистых грунтов увеличение сопротивлению зондированию также увеличивается к центру инъекционного тела. Это обусловлено уменьшением показателя консистенции околосвайного пространства за счет выравнивания влажности в исследуемом объеме грунта.

В соответствии с [1] при увеличении сопротивления зондированию происходит и увеличение прочностных характеристик грунта (угла внутреннего трения и сцепления).

Так, при изменении условного динамического сопротивления супеси пылеватой с 3,6 МПа под подошвой инъекционного тела до 5,6 МПа на 28 сутки угол внутреннего трения изменяется 27° до 28°, удельного сцепления с 30 кПа до 35 кПа. Изменение условного динамического сопротивления супеси в радиальном направлении на 28 сутки в уровне центра тяжести составляет с 9 МПа (на границе инъекционного тела) до 6,0 МПа в природном состоянии. Данному изменению соответствует уменьшение угла внутреннего трения с 29 ° до 28 °, удельного сцепления – с 40 кПа до 36 кПа.

Изменение условного динамического сопротивления песка среднего в период 7-14 суток составляет не более 0,5 мПа, что говорит о стабилизированном состоянии и о постоянном значении угла внутреннего трения и сцепления. Однако в радиальном направлении происходит существенное снижение сопротивления динамическому зондированию: с 6 МПа на границе инъекционного тела до 3,0 МПа в природном состоянии.

Данному изменению соответствует уменьшение угла внутреннего трения с $35,5^\circ$ до 33° , и значительное уменьшение сцепления: с 1,2 кПа до 0,0 кПа.

Методику моделирования грунтовой среды вокруг расширяющихся скважин и полостей по результатам выполненных крупномасштабных исследований было предложено основывать на закономерностях перемещения стенок скважины при инъекционной опрессовке. Величина перемещения в свою очередь зависит от начального объема буровой скважины и закаченного в нее объема раствора или бетона.

Основным показателем, к которому нами была выполнена привязка всех прочностных и деформационных характеристик грунтов, является коэффициент пористости – отношение переменной величины $V_{пор}$ к постоянной величине $V_{скелета}$, а также гранулометрический состав и история формирования грунтов оснований.

Так изменение коэффициента пористости и показателя консистенции для супеси пылеватой ($E_{натурод.}=6,5,0-16,0$ МПа) при отношении $R_{0,1}/R_{1,1}=1,24 - 1,27$, $B/U=0,5$ через 28 суток после устройства инъекционного тела от его границы до величины $2R$ от инъекционного тела можно найти:

– в верхней части инъекционного тела по выражению:

$$\begin{aligned} e_{i,R} &= e_0 - 0,00053 \cdot |(R_i - 2R_1)|; \\ I_{i,R} &= I_0 + 0,7 \cdot \left[3 \cdot 10^{-6} \cdot (R_i - 2R_1)^2 + 0,0021 \cdot |(R_i - 2R_1)| \right]; \end{aligned} \quad (1)$$

– в средней части инъекционного тела:

$$\begin{aligned} e_{i,R} &= e_0 + 3 \cdot 10^{-6} \cdot (R_i - 2R_1)^2 - 0,0015 \cdot |(R_i - 2R_1)|; \\ I_{i,R} &= I_0 + 4 \cdot 10^{-6} \cdot (R_i - 2R_1)^2 + 0,0015 \cdot |(R_i - 2R_1)| \end{aligned} \quad (2)$$

– в уровне пяты инъекционного тела:

$$\begin{aligned} e_{i,R} &= e_0 - 3 \cdot 10^{-7} \cdot (R_i - 2R_1)^2 - 0,0005 \cdot |(R_i - 2R_1)|; \\ I_{i,R} &= I_0 + 5 \cdot 10^{-6} \cdot (R_i - 2R_1)^2 + 0,0013 \cdot |(R_i - 2R_1)| \end{aligned} \quad (3)$$

Для песка среднего (при $E_{натурод.}=10,0-16,0$ МПа; $R_{0,1}/R_{1,1}=1,19 - 1,23$; $B/U=0,5$) коэффициент пористости определяется:

– в верхней части инъекционного тела по выражению:

$$e_{i,R} = e_0 + 9 \cdot 10^{-7} \cdot (R_i - 2R_1)^2 - 0,0008 \cdot |(R_i - 2R_1)|; \quad (4)$$

– в средней части инъекционного тела:

$$e_{i,R} = e_0 - 9 \cdot 10^{-7} \cdot (R_i - 2R_1)^2 - 0,0003 \cdot |(R_i - 2R_1)|; \quad (5)$$

– в уровне пяты инъекционного тела:

$$e_{i,R} = e_0 - 1 \cdot 10^{-6} \cdot (R_i - 2R_1)^2 - 0,0002 \cdot |(R_i - 2R_1)|. \quad (6)$$

где:

$e_{i,R}$, $I_{i,R}$ – искомое значение коэффициента пористости и показателя консистенции грунта на расстоянии « $OR - 2R$ » от инъекционного тела;

e_0, I_0 – природное значение коэффициента пористости и показателя консистенции грунта;

R_I – радиус опрессованной скважины, мм;

$2R_I$ – зона влияния опрессовки грунта, мм;

R_i – расстояние, на котором определяется коэффициент пористости, мм.

Таким образом, зная начальные физические характеристики грунтов оснований и величину приращения диаметра скважины можно найти новый коэффициент пористости грунта на границе «свая-грунт» и табличным данным можно определить прочностные и деформационные характеристики уплотненного грунта.

А) При однослойном грунте оснований вдоль тела сваи учет изменчивости свойств грунта при определении несущей способности необходимо выполнять в следующей последовательности:

1. определяются начальные размеры (диаметр и длина скважин). Начальный объем скважины находится из выражения:

$$V_0 = \frac{\pi \cdot d_0^2}{4} \cdot L_0, \text{ м}^3 \quad (7)$$

2. задается необходимый диаметр сваи или размер корня анкера путем введения коэффициента:

$$K_d = \frac{d_\kappa}{d_0}. \quad (8)$$

При назначении коэффициента K_d следует учитывать природную плотность сложения окружающего грунта и длину или глубину расположения отрезка тампонирувания скважины. По выполненным нами исследованиям мы рекомендуем коэффициент K_d принимать не более 1,65.

3. определяется объем раствора (V_κ), необходимого для укладки в скважину при данном диаметре сваи с учетом опрессовки и уплотнения пяты сваи:

$$V_\kappa = \left(\frac{\pi \cdot d_\kappa^2}{4} \cdot L_\kappa \right) / K_n = \left(K_d^2 \cdot \frac{\pi \cdot d_0^2}{4} \cdot L_k \right) / K_n, \text{ м}^3, \quad (9)$$

где K_n – безразмерный коэффициент уменьшения объема зоны заделки. Определяется по [3] в зависимости от водоцементного отношения инъекционной смеси для фильтрующих грунтов и при использовании дренающих оболочек по таблице 1 [3]:

Таблица 1.

В/Ц	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
K_n	0,70	0,66	0,62	0,59	0,55

– L_κ – конечная длина тела сваи или корня анкера, определяемая из выражения:

$$L_{\kappa} = L_0 + \frac{K_d \cdot d_0 - d_0}{2} \cdot K_E = L_0 + \frac{d_0}{2} \cdot (K_d - 1) \cdot K_E \quad (10)$$

- K_E – коэффициент влияния деформационных характеристик грунта, определяемый из отношения осредненных модулей деформации: осредненного модуля на высоту d_0 вверх от пяты сваи E_6 к осредненному модулю деформации грунта на глубину d_0 вниз от пяты сваи E_n . Принимается по таблице:

E_6/E_n	0,3	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5
K_E	0,1	0,25	0,6	0,9	1,0	1,1

4. нагрузка, воспринимаемая пятой сваи, определяется по зависимости [3]:

$$F_{dv} = A \cdot R, \quad (11)$$

где A – площадь пяты сваи или уширение анкера с учетом опрессовки грунта (для анкера принимается активная площадь, передающая усилие на грунт лобовой поверхностью);

- R – сопротивление грунта под нижним концом сваи, МПа, определяемое в зависимости от глубины залегания пяты, гранулометрического состава грунта и коэффициента пористости уплотненного основания, показателе консистенции. Определяется по нормативным документам [3]. При этом характеристики грунта под пятой в пределах глубины d_0 можно определить по формулам 3 и 6.

5. нагрузка, воспринимаемая боковой поверхностью, определяется по зависимости [3]:

$$F_{dv} = u_{\kappa} \cdot \sum_{i=1}^n R_{fi} \cdot h_i, \quad (12)$$

где

- u_{κ} – периметр сваи или анкера, полученный путем опрессовки грунта;
 - h_i – толщина грунта, соприкасающаяся с боковой поверхностью ствола сваи или анкера.

- R_{fi} – расчетное сопротивление трению грунта на боковой поверхности сваи или анкера в пределах членения на i слоев, определяемая в зависимости от глубины расположения рассматриваемого слоя (для песчаных грунтов) и от показателя текучести (для глинистых грунтов).

Показатель текучести глинистых грунтов, коэффициенты пористости рекомендуем принимать по ф. 1, 2, 4, 5.

6. несущая способность сваи и анкера находится как сумма несущей способности по пяте и по боковой поверхности по существующим методикам.

Б) Определение несущей способности свай и анкеров в случае двух- и более слойного основания необходимо выполнять в следующей последовательности:

1. определяются начальные размеры (диаметр и длина скважин), находится объем скважины

2. определяется необходимый диаметр сваи или размер корня анкера путем введения осредненного коэффициента $K_{d,cp}$.

При определении коэффициента $K_{d,cp}$ необходимо учитывать, что в первую очередь происходит опрессовка грунта с меньшим модулем деформации.

3. после выравнивания значения модуля деформации вдоль тела сваи или анкера принимаем, что происходит плоско параллельное расширение скважины. Диаметры расширенных скважины принимаются за условные начальные диаметры d_{κ}^0 , относительно которых и происходит расширение скважины.

4. Для слоистого напластования грунтов оснований находим грунт с максимальным значением модуля деформации E_{max} . По табличным данным для слоев, обладающим модулем меньшим чем E_{max} находим значение коэффициента пористости при $E_i = E_{max}$.

5. находим величины диаметров скважины в различных слоях при равном модуле деформации грунтов, прорезаемых свайей.

6. определяется осредненный объем раствора ($V_{\kappa,cp}$), необходимого для заполнения буровой скважины с учетом опрессовки стенок скважины и уплотнения пяты сваи:

$$V_{\kappa} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\pi \cdot d_{\kappa,i}^2}{4} \cdot L_{\kappa,i} \right) / K_n = \sum_{i=1}^n \left(K_{d,i}^2 \cdot \frac{\pi \cdot d_{\kappa}^{0,2}}{4} \cdot L_i \right) / K_n, \text{ м}^3 \quad (13)$$

Методика определения лобового сопротивления с учетом изменчивости грунтов оснований идентична как для свай и анкеров при однослойном грунте основания и описана выше. Нагрузка, воспринимаемая боковой поверхностью, определяется как сумма вдоль всего тела сваи или анкера с учетом измененного (увеличенного) за счет опрессовки размера тела буринъекционной конструкции и уплотненного грунта вокруг инъекционного тела.

1. Прочностные и деформационные характеристики грунтов по данным динамического зондирования. Правила определения: ТКП 45–5.01–17–2006 (02250). – Введ. 03.03.2006. – Минск: Минстройархитектуры, 2006. – 20с. 2. Грунты. Метод ускоренного определения степени уплотнения динамическим зондированием: СТБ 1377–2003. Введ. 31.01.2003. – Минск: Минстройархитектуры, 2003. –14с. 3. Проектирование и устройство буринъекционных анкеров и свай: пособие П18–04 к СНБ 5.01.01–99 / М.И. Никитенко [и др.]; Минархстрой РБ. – Минск, 2004. – 79 с. 4. Игнатов С.Вл. Изменение характеристик грунтов вокруг заиньжецированных скважин при устройстве анкеров и свай / С.Вл. Игнатов // Збірник наукових праць «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Ривне, 2012. – Вип. 23. – С. 578 – 585.

УДК 621.311:621.548

**МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ НАВАНТАЖЕНЬ НА РОТОР І БАШТУ
ВІТРОУСТАНОВКИ**

**МЕТОДИКА РАСЧЕТА НАГРУЗОК НА РОТОР И БАШНЮ
ВЕТРОУСТАНОВКИ**

**IMPROVEMENT OF CALCULATION METHODS OF LOADINGS ON
THE ROTOR AND TOWER OF THE WIND TURBINE**

Корендій В.М., аспірант (Національний університет «Львівська політехніка»)

Корендий В.М., аспирант (Национальный университет «Львовская политехника»)

Korendiy V.M., Postgraduate (Lviv Polytechnic National University)

Розглянуто розрахункову схему вітроустановки як єдиної інженерно-будівельної системи «гондола – башта – фундамент». Виведено аналітичні залежності для визначення аеродинамічних, гравітаційних та інерційних навантажень на ротор і башту та обґрунтовано доцільність їх врахування при проектуванні вітроустановки

Рассмотрена расчетная схема ветроустановки как единой инженерно-строительной системы «гондола – башня – фундамент». Выведены зависимости для определения аэродинамических, гравитационных и инерционных нагрузок на ротор и башню и обоснована целесообразность их учета при проектировании ветроустановки

A design model of the wind turbine as a uniform construction engineering system «nacelle – tower - foundation» is considered. Analytical dependencies for determination aerodynamic, gravitational and inertial loadings on the rotor and tower are deduced and the expediency of their taking into account at designing of the wind turbine is substantiated

Ключові слова:

Ротор, башта, вітроустановка, методика розрахунку, навантаження.

Ротор, башня, ветроустановка, методика расчета, нагрузка.

Rotor, tower, wind turbine, calculation method, loading.

Вступ. На даний час наша держава не забезпечена повністю власними енергетичними ресурсами і тому змушена імпортувати, наприклад, нафту і газ для задоволення потреб промисловості й населення. Однак, запаси вказаних ресурсів є вичерпними і, за прогнозами експертів, їх вистачить щонайдовше на 50-60 років [1]. Також неабияку тривогу викликає погіршення екологічного стану навколишнього середовища внаслідок використання теплових і атомних електростанцій (парниковий ефект тощо). Одним із найперспективніших напрямків часткового вирішення енергетичних та екологічних проблем є подальший розвиток вітроенергетики та її підрозділу – вітроустановок (ВУ) малої потужності [1].

Невисока питома кінетична повітряних потоків на території України не дозволяє сповна використовувати світовий досвід виробництва вітроенергетичного обладнання, тому виникає необхідність розробки дешевих, тихохідних, екологічно чистих, автономних вітроустановок малої потужності, які могли б працювати при низьких середньорічних вітрах. Серед проблем проектування таких ВУ актуальною залишається задача адекватного математичного опису аеродинамічних, гравітаційних та інерційних навантажень, тому розрахунки основних конструктивних елементів вітроустановки зазвичай проводять досить наближено із незавжди обґрунтованими коефіцієнтами запасу міцності, що спричинює надлишкову масу та перевитрату матеріалів для виготовлення окремих вузлів і агрегатів.

Аналіз останніх досліджень. Аналіз наукових праць відомих у галузі вітроенергетики авторів Є.М. Фатєєва [2], Я.І. Шефтера [3], В.І. Гуляєва і В.В. Гайдайчука [4], В.П. Харітонова [5], В.В. Слістратова і А.А. Панфілова [6] та ін. дозволив детально розглянути принципи конструювання і розрахунку роторів і башт вітроустановок. У результаті узагальнення отриманої інформації слід відзначити відсутність єдиної методики визначення навантажень, яка враховувала б, окрім аеродинамічних та гравітаційних сил, виникнення додаткових інерційних (відцентрових, дотичних, коріолісових) навантажень, спричинених складним рухом лопатей вітроколеса (одночасним нерівномірним обертанням навколо осі башти при орієнтації за напрямком вітру, осі гондоли внаслідок взаємодії з повітряним потоком і власної поздовжньої осі з метою регулювання відбору потужності з

потоків повітря). Як показано в [7], при використанні різних механізмів стабілізації кутової швидкості ротора ВУ, на лопаті і, відповідно, на гондолу і башту вітроустановки впливають знакозмінні інерційні сили, що спричиняють виникнення додаткових поздовжніх і поперечних навантажень та згинальних моментів, які можуть суттєво знижувати втомну міцність конструктивних елементів ВУ і призводити до резонансних режимів у її роботі.

Постановка мети і задач досліджень. Сутність наукового завдання даної статті полягає у виведенні аналітичних залежностей для визначення впливу аеродинамічних, гравітаційних та інерційних навантажень на ротор і башту та удосконалення методик розрахунку вітроустановки при їх врахуванні.

Вибір розрахункової схеми вітроустановки. При проведенні динамічного аналізу вітроустановки розглянемо її розрахункову схему як єдину інженерно-будівельну систему «гондола – башта – фундамент». У залежності від поставленої задачі вказана система може бути побудована з різною точністю. Розглянемо припущення, які зазвичай при цьому використовуються:

1. Гондола з вітроколесом розглядається у вигляді точкової маси, рівної m_2 , розміщеної на верхньому перерізі башти вітроустановки (рис. 1, а). При цьому враховуються тільки переміщення маси гондoli в результаті коливань башти та упускаються її інерційні властивості при поворотах верхнього перерізу (закручуванні) башти.

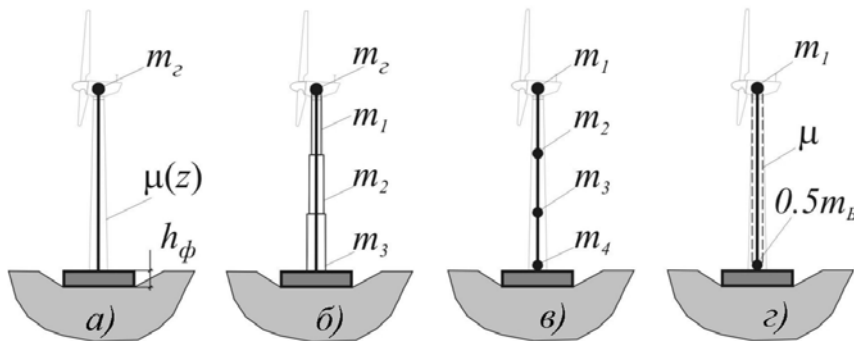


Рис. 1. Розрахункові схеми системи «гондола – башта – фундамент»

2. Башта розглядається як лінійно-деформівний стрижень із розподіленою вздовж його осі масою (рис. 1, а). Лінійна зміна питомої (погонної) маси $\mu(z)$ вздовж осі башти передбачає можливість її виконання у вигляді конічної труби. Однак, у більшості вітроустановок малої потужності конусність башти або дуже мала, або зовсім відсутня. Тоді питома маса

приймається постійною $\mu(z) = \mu$ по всій довжині башти або в межах окремих перерізів. На рис. 1, б) показано випадок, коли башта складається із трьох секцій, у межах кожної з яких питома маса μ_k постійна.

У практичних розрахунках розподілена вздовж осі башти маса зазвичай замінюється зосередженими масами. З цією метою башта розділяється на ділянки і шляхом використання формул чисельного інтегрування (прямокутників, трапецій, парабол) отримуються відповідні значення дискретних мас. На рис. 1, в) показано розрахункову схему з дискретними масами, коли для попередньої випадку (рис. 1, б) в межах кожної секції башти взято одну ділянку і її маса, у відповідності з формулою трапецій, віднесена до кінця кожної ділянки.

На рис. 1, г) показана розрахункова схема ВУ, в якій башта має постійний поперечний переріз по всій її довжині. В цьому випадку питома маса башти постійна (пунктирна лінія) і рівна $\mu = m_\sigma / l_\sigma$, де m_σ – загальна маса башти, l_σ – висота башти. Замінюючи рівномірно розподілену масу башти дискретними масами за допомогою формули трапецій, при одному проміжку інтегрування отримуємо розрахункову схему, показану на тому ж рис. 1, г: рівномірно розподілена маса μ , позначена пунктирною лінією, замінена двома точковими масами на кінцях стрижня, рівними $0.5 \cdot m_\sigma$.

3. Оскільки діаметр труби башти значно менший, ніж її висота, то її можна вважати тонкою і при поперечних до осі коливаннях башти варто враховувати тільки деформації згину.

4. Масив залізобетонного фундаменту на звичайній ґрунтовій основі (або залізобетонного ростверку при основі на палях) розглядається як жорсткий масив. При вивченні розрахункової схеми фундамент на звичайній основі умовно представимо у вигляді плити постійної висоти h_ϕ (рис. 1, 2); при коливаннях фундаменту його взаємодію з ґрунтом засипки зазвичай не враховують, припускаючи, що засипка фундаменту відсутня.

5. Ґрунтова (або з використанням паль) основа, на яку опирається фундамент (або ростверк), вважається лінійно-деформівною.

При розрахунку коливань башти в поперечній площині повну розрахункову схему (рис. 2, а) можна розкласти на дві: систему з одним ступенем вільності (рис. 2, б), в якій враховується податливість основи C_o та упускаються інерційні властивості фундаменту C_ϕ , і систему у вигляді жорсткого масиву фундаменту, в якому башта може здійснювати

горизонтальні і поворотні коливання (рис. 2, в).

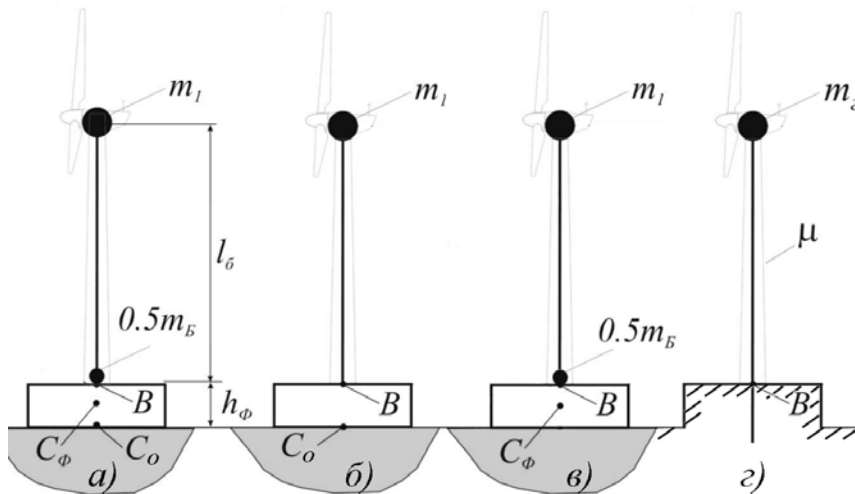


Рис. 2. Спрощені розрахункові схеми вітроустановки

Для інженерних розрахунків башти інколи прийнятним є аналіз динаміки ВУ без врахування впливу маси й інерційних властивостей фундаменту та деформацій основи. В такому разі стрижень вважається абсолютно жорстко защемленим у нерухомому фундаменті (рис. 2, г). Дане припущення враховуватимемо при подальшому математичному моделювання навантажень на ротор і башту вітроустановки.

Моделювання навантажень на ротор і башту вітроустановки. Навантаження, які діють на вітроенергетичну установку, поділяються на:

1. Аеродинамічні – статичні і динамічні навантаження, спричинені обтіканням вітровим потоком рухомих (лопатеї, вітроколеса, гондоли) і нерухомих (башти, фундаменту) частин конструкції ВУ. Вони залежать від частоти обертання вітроколеса, середньої швидкості вітру, турбулентності повітряного потоку, аеродинамічних та аеропружних (вихровий резонанс) властивостей обтічних поверхонь елементів ВУ.

2. Гравітаційні та інерційні – статичні і динамічні навантаження, які впливають на елементи ВУ і виникають у результаті дії сили тяжіння, вібрацій або нерівномірного складного руху окремих елементів (наприклад, одночасного повороту лопатеї навколо осей башти і вітроколеса).

3. Експлуатаційні навантаження діють на ВУ в процесі її роботи і виникають внаслідок керуючих впливів на елементи і системи установки. До них відносяться навантаження з боку під'єднаних до валу вітроколеса

споживачів (електрогенератора, гідравлічного чи пневматичного насоса тощо), моменти регулювання частоти обертання ротора ВУ шляхом зміни кута встановлення лопатей або повороту гондоли за напрямком вітру.

Оскільки основний вплив на зміну інерційних та гравітаційних навантажень, які діють на елементи ВУ, чинить повітряний потік, то для моделювання таких навантажень розрізняють нормальні параметри вітрового потоку та екстремальні, що виникають у досить коротких проміжках часу (наприклад, когерентний порив вітру, при якому одночасно екстремально зростає його швидкість та різко змінюється напрям). Тому до інженерно-будівельних конструкцій ВУ у всіх розрахункових випадках ставляться вимоги по: 1) статичній міцності та стійкості при дії на її елементи граничних навантажень; 2) втомній міцності, при якій навантаження задаються як функції від часу; 3) жорсткості конструкції ВУ, тобто забезпечення таких переміщень її елементів, при яких власні частоти коливань ВУ та її елементів знаходилися б поза зоною резонансу конструкції.

На рис. 3 зображена схема двох систем координат, у яких здійснюється підрахунок навантажень, що діють на ВУ: 1) система координат x_p, y_p, z_p із початком координат у точці O_p перетину валу ротора (вісь y_p) з площиною обертання вітроколеса; 2) система координат x, y, z із початком координат у точці O перетину валу ротора (вісь y_p співпадає з y) з віссю башти Oz . При цьому осі x і y утворюють горизонтальну площину обертання гондоли.

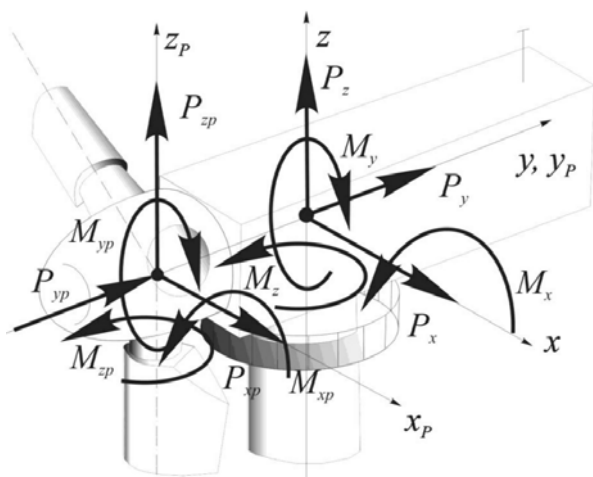


Рис. 3. Розрахункові системи координат та схема діючих навантажень
Максимальний аеродинамічний (згинальний) момент, який діятиме на

башту ВУ з боку вітроколеса, можна подати у вигляді:

$$M_{a1} \approx 0.5 \cdot \rho_n \cdot S \cdot V_n^2 \cdot l_b, \quad (1)$$

де ρ_n – густина повітря; S – площа обтічної частини вітроколеса; V_n – швидкість повітряного потоку при когерентному пориві.

Вихровий резонанс – це явище обтікання тіла циліндричної форми діаметром d плоско-паралельним вітровим потоком зі швидкістю V_n (рис. 4). Внаслідок тертя повітря і тіла поблизу його поверхні утворюється граничний шар, в якому швидкість потоку різко знижується, що призводить до виникнення вихрів (зон невизначеної турбулентності). Вихрі зароджуються поперемінно з обох сторін циліндра, спричиняючи поперечні відносно швидкості вітру коливання. Згинальний момент у нижньому перерізі башти ВУ при першій власній формі коливань, можна визначити із залежності:

$$M_{a2} \approx \frac{3.75 \cdot c_y \cdot d^3 \cdot l_b^2}{T_1^2}, \quad (2)$$

де c_y – аеродинамічний коефіцієнт у перпендикулярному до вітрового потоку напрямку. Вибирається у межах $0.25 \leq c_y \leq 0.5$; T_1 – період власних коливань башти за першою власною формою коливань.

Рівнодійну вітрового навантаження, яке прикладене до геометричного центру башти, та момент від нього можна визначити із наступних залежностей:

$$P_a \approx 0.5 \cdot \rho_n \cdot V_n^2 \cdot l_b \cdot d \cdot C_D, \quad M_{a3} \approx 0.25 \cdot \rho_n \cdot V_n^2 \cdot l_b^2 \cdot d \cdot C_D, \quad (3)$$

де C_D – коефіцієнт лобового тиску. Знаходиться у діапазоні 1.3...1.5.

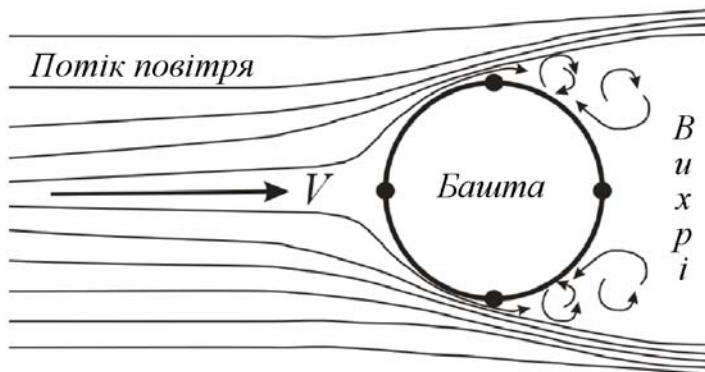


Рис. 4. Якісна картина обтікання потоком повітря циліндричної башти

До гравітаційних навантажень належать вага вітроколеса $m_{\text{вк}} \cdot g$, гондоли $m_z \cdot g$ і башти $m_b \cdot g$. Крім них на ВУ можуть діяти снігове навантаження, вага обледеніння лопатей тощо. Розрахункові значення сили власної ваги основних елементів ВУ визначаються як добуток їх нормативних значень на коефіцієнт γ_f надійності за навантаженням, який при розрахунку на статичну міцність та стійкість вибирається рівним 1.05:

$$P_g \approx \gamma_f \cdot g \cdot (m_{\text{вк}} + m_z + m_b), \quad (4)$$

де g – пришвидшення вільного падіння.

До інерційних навантажень, що спричинені нерівномірним обертанням різних елементів і впливають на башту вітроустановки, належать моменти від відцентрової M_v і дотичної M_d сил при орієнтації гондоли за напрямком вітру та момент M_{cor} від дії коріолісової сили при одночасному обертанні гондоли і вітроколеса. Аналітичні вирази для їх визначення можна представити у вигляді:

$$\begin{aligned} M_v &\approx (m_{\text{вк}} + 0.5 \cdot m_z) \cdot l_z \cdot l_b \cdot (d\varphi/dt)^2; \\ M_d &\approx (m_{\text{вк}} + 0.5 \cdot m_z) \cdot l_z \cdot l_b \cdot d^2\varphi/dt^2; \\ M_{\text{cor}} &\approx 0.5 \cdot m_{\text{вк}} \cdot R_{\text{вк}}^2 \cdot (d\varphi/dt) \cdot \omega \cdot \sin(\omega \cdot t), \end{aligned} \quad (5)$$

де l_z – відстань від осі башти до місця кріплення вітроколеса на гондолі; $\varphi = \varphi(t)$ – часова залежність кута відхилення гондоли при орієнтації за напрямком вітрового потоку; $R_{\text{вк}}$ – зовнішній радіус вітроколеса; ω – кутова швидкість обертання ротора вітроустановки.

За результатами проведених досліджень можемо підсумувати, що статичним навантаженням на стиск башти буде гравітаційна сила P_g . Всі інші типи навантажень носитимуть динамічний характер. При цьому M_{a1} , M_{a3} , M_v і M_{cor} діятимуть у паралельному, а M_{a2} і M_d – у перпендикулярному до потоку повітря напрямку. Враховуючи той факт, що швидкість і напрямок вітру мінливі у часі, то усі ці навантаження будуть знакозмінними і спричинятимуть коливання башти. Тому їх необхідно

детально аналізувати під час проектування вітроустановок з метою забезпечення достатньої втомної міцності елементів та запобігання виникненню резонансних явищ.

Висновки. На основі проведених досліджень можемо констатувати наступні результати:

обґрунтовано актуальність задач удосконалення існуючих методик розрахунку башт вітроустановок;

розглянуто основні принципи побудови розрахункових схем вітроустановок як єдиних інженерно-будівельних систем «гондола – башта – фундамент»;

обґрунтовано деякі припущення, які приймаються під час розрахунку циліндричних башт;

для випадку абсолютно жорсткого заземлення башти у нерухомому фундаменті побудовано розрахункову систему координат і схему діючих навантажень;

проаналізовано основні аеродинамічні, гравітаційні та інерційні навантаження, які діють на башту ВУ та виведено аналітичні залежності для їх визначення;

обґрунтовано доцільність врахування вказаних навантажень під час проектування вітроустановок зважаючи на їх знакозмінний характер, який залежить від часової мінливості напрямку і швидкості повітряних потоків.

1. Кузьо І.В. Обґрунтування розвитку вітроенергетичних установок малої та надмалої потужності / І.В. Кузьо, В.М. Корендій // Вісник Національного університету «Львівська політехніка». – 2010. – № 679. – С. 61-68. 2. Фатеев Е.М. Ветро двигатели и ветроустановки / Е.М. Фатеев. – М.: ОГИЗ-СЕЛЬХОЗГИЗ, 1948. – 544 с. 3. Шефтер Я.И. Ветронасосные и ветроэлектрические агрегаты / Я.И. Шефтер, И.В. Рождественский. – М.: Колос, 1967. – 376 с. 4. Гуляев В.И. Возбуждение колебаний ветроэнергетических установок гироскопическими силами инерции / В.И. Гуляев, В.В. Гайдайчук, В.П. Носенко // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського. – 2009. – вип. 4. – С. 217-225. 5. Харитонов В.П. Автономные ветроэлектрические установки / В.П. Харитонов. – М.: ГНУ ВИЭСХ, 2006. – 280 с. 6. Елистратов В.В. Проектирование и эксплуатация установок нетрадиционной и возобновляемой энергетики. Ветроэлектрические установки: учебное пособие / В.В. Елистратов, А.А. Панфилов. – СПб.: Изд-во Политехнического ун-та, 2011. – 115 с. 7. Кузьо І.В. Аналіз гравітаційних та інерційних навантажень при нерівномірному складному русі лопатей вітроколеса / І.В. Кузьо, В.М. Корендій // Праці Одеського політехнічного університету. – 2011. – № 2. – С. 52-57.

УДК 539.3

**ВПЛИВ ФОРМИ ОТВОРІВ У ПЛАСТИНКАХ НА НАПРУЖЕННЯ
БІЛЯ ТРІЩИН**

**ВЛИЯНИЕ ФОРМЫ ОТВЕРСТИЙ В ПЛАСТИНКАХ НА
НАПРЯЖЕНИЯ ВОЗЛЕ ТРЕЩИН**

**RESEARCH OF INFLUENCE OF FORM OF OPENINGS AT PLATES ON
TENSIONS NEAR CRACKS**

Максимович Я.В., к.т.н. (Луцький інститут розвитку людини)

Максимович Я.В., к.т.н. (Луцкий институт развития человека)

Maksymovych J.W., Ph.D.in Engineering (Lutsk institute of human development)

Встановлено характерні особливості в розподілі напружень біля отворів і тріщин залежно від форми отворів та розміщення тріщин. Алгоритм дослідження побудований на основі модифікованих інтегральних рівнянь, за яких умови на межі отворів складної форми задовольняються тотожно.

Установлены характерные особенности в распределении напряжений возле отверстий и трещин в зависимости от их формы и расположения трещин. Для решения задачи использованы модифицированные интегральные уравнения, при которых условия на границе отверстий удовлетворяются тождественно.

Characteristic features are set in distributing of tensions near openings and cracks depending on their form and location of cracks. For the decision of task the modified integral equalizations at which terms on the border of openings are satisfied identically are used.

Ключові слова

Пластинки, отвори, тріщини, напруження

Пластинки, отверстия, трещины, напряжения

Plates, openings, cracks, tensions

Стан питання та задачі дослідження. Елементи будівельних конструкцій, часто послаблені отворами та порожнинами, біля яких внаслідок концентрації напружень виникають та розвиваються тріщини. Методи досліджень напружень біля отворів і тріщин достатньо повно вивчені в роботах [2-4]. При розгляді отворів складної форми, зокрема, прямокутної, алгоритм дослідження напружень біля тріщин значно ускладнюється. Детально спосіб побудови інтегральних рівнянь з використанням методів Мусхелішвілі і конформного відображення викладено в [1].

Результати розрахунків та їх аналіз. Розглянуто пластинку з прямокутним отвором, сторони якого рівні a, b при $b = \lambda a, \lambda = 0.1, \dots, 1$. Біля отвору на вісі Ox розміщена прямолінійна тріщина півдовжиною $L = 0.25a$ з центром в точці $(0.5a, 0)$. Пластинка розтягується в напрямку осі Oy зусиллями p . Розподіл розрахованих відносних коефіцієнтів інтенсивності напружень (КІН) $F_I = K_I / (\sqrt{\pi L p})$ в ближній до отвору та у віддалених вершинах наведено на рис.1,а. Для порівняння на рис. 1,б наведено результати аналогічних розрахунків для еліптичного отвору.

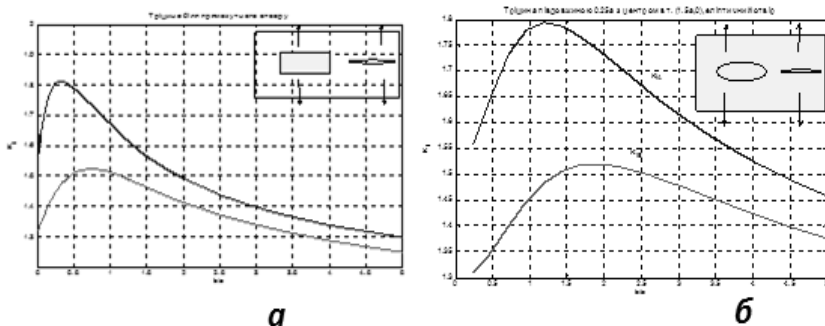


Рис. 1. Розподіл відносних КІН для тріщини в пластинці з прямокутним та еліптичним отворами залежно від відношення сторін

На основі наведених графіків видно, що КІН істотно залежать від форми отвору. Максимальні КІН у ближній вершині досягаються при відношенні сторін прямокутника $b/a=0.3$ ($F_I \approx 1.81$). У віддаленій вершині максимальний КІН при $b/a=0.7$, причому $F_I \approx 1.52$.

Приблизно таких же максимальних значень досягають КІН для тріщини в пластинці з еліптичним отвором при відношенні півосей $b/a=1.2$ та $b/a=1.7$. З рисунків видно істотний вплив форми границі. КІН максимальні для витягнутого в напрямку тріщини прямокутного отвору та для сплюсненого в цьому ж напрямку – для еліптичного отвору.

Виконано розрахунки КІН для пластинки з прямокутним отвором з відношенням сторін 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 для розглянутої вище тріщини залежно від розміщення її центру. Результати розрахунків наведено на рис. 2, на якому біля кривих вказано відношення сторін прямокутника.

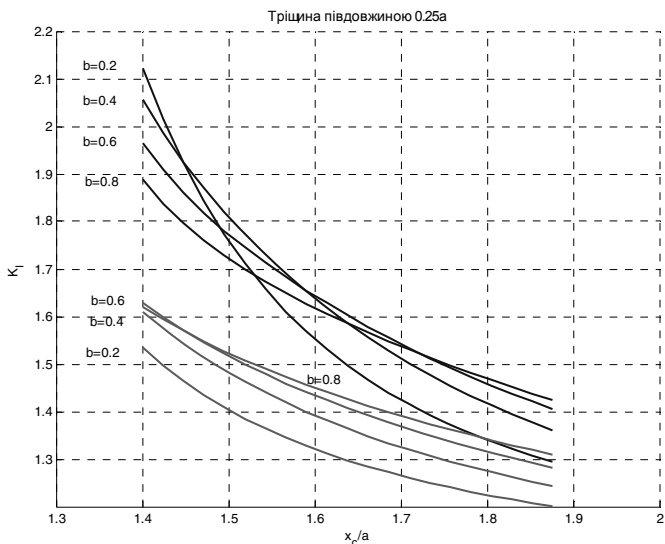


Рис. 2. Залежність КІН від розміщення центру тріщини. Півдовжина тріщини $0.25a$

Із рис.2 видно, що при малих відстанях тріщини від отвору в ближній вершині КІН збільшуються при зменшенні відношення сторін. При достатньо великих відстанях тріщини від отвору ($x_c/a \approx 1.9$) в цій же вершині при зменшенні відношення сторін КІН вже зменшуються. В середньому діапазоні відстаней залежність КІН має більш складний характер. Дослідимо розподіл напружень на границі отвору залежно від розміщення тріщини. Прийемо, що отвір квадратний з півстороною a , центр прямолінійної тріщини півдовжиною $0.25a$ розміщено при $x_c = -1.4a, y_c = 0, 0.1a, \dots, a$, пластинка перебуває в умовах двостороннього розтягу зусиллями p .

Значення розрахованих відносних КІН в ближчій до отвору вершині (А) та у віддаленій (В) наведено в таблиці 1.

Таблиця 1.

Залежність КІН від розміщення тріщини при $x_c = -1.4a$

y_c/a	$F_I(A)$	$F_{II}(A)$	$F_I(B)$	$F_{II}(B)$
0.0	1.375	-0.001	1.307	0.00
0.1	1.377	-0.038	1.311	-0.055
0.2	1.384	-0.077	1.326	-0.112
0.3	1.394	-0.123	1.352	-0.173
0.4	1.406	-0.178	1.392	-0.240
0.5	1.416	-0.249	1.451	-0.313
0.6	1.418	-0.346	1.529	-0.390
0.7	1.405	-0.480	1.618	-0.462
0.8	1.366	-0.656	1.680	-0.515
0.9	1.298	-0.785	1.614	-0.517
1.0	1.228	-0.629	1.452	-0.447

Розподіл віднесених до p кільцевих напружень вздовж сторони $x = a$ зображено на рис.3. Кривим 0, 1,..., 10 на цьому рисунку відповідають ординати центру 0, $0.1a, \dots, a$.

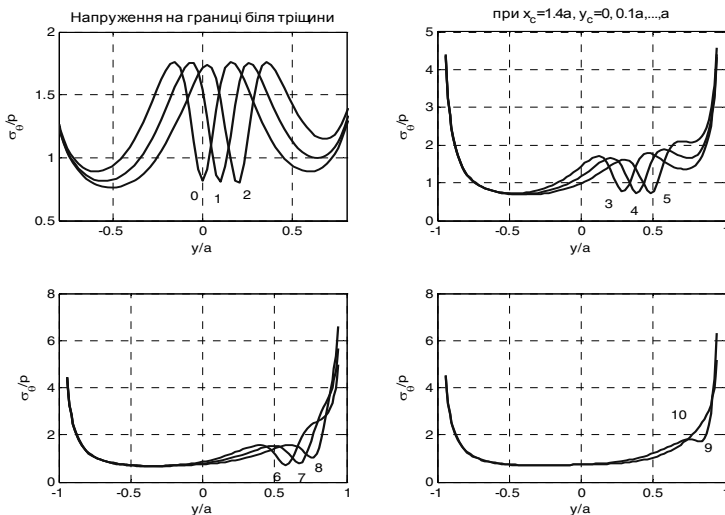


Рис. 3. Розподіл кільцевих напружень на ближчій до тріщини стороні отвору

На рис. 4 зображено схематично форма отвору та для порівняння наведено розподіл напружень на стороні $x=-a$ за відсутності тріщин.

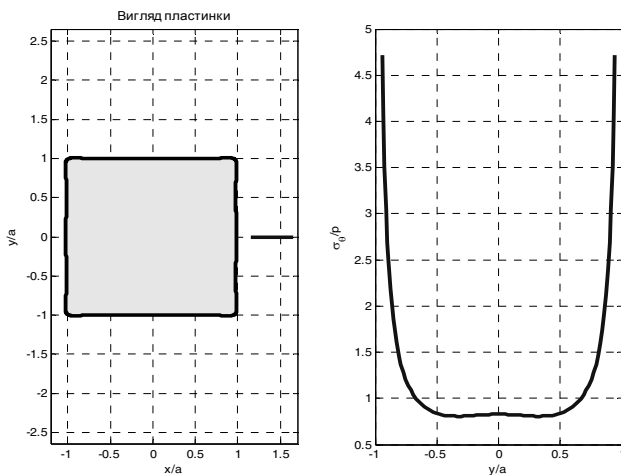


Рис.4. Вигляд пластинки та розподіл кільцевих напружень на стороні отвору за відсутності тріщини

Аналогічні результати розрахунків для тріщини при $x_c = -1.5a$ зображено в таблиці 2 та на рис.5.

Таблиця 2

Залежність КІН від розміщення тріщини

y_c / a	$F_I (A)$	$F_{II} (A)$	$F_I (B)$	$F_{II} (B)$
0.0	1.373	-0.001	1.308	-0.001
0.1	1.374	-0.059	1.312	-0.046
0.2	1.377	-0.118	1.326	-0.094
0.3	1.380	-0.180	1.350	-0.148
0.4	1.382	-0.245	1.382	-0.214
0.5	1.378	-0.311	1.422	-0.293
0.6	1.364	-0.375	1.462	-0.391
0.7	1.336	-0.429	1.487	-0.505
0.8	1.291	-0.460	1.467	-0.611
0.9	1.234	-0.454	1.383	-0.641
1.0	1.182	-0.408	1.289	-0.541

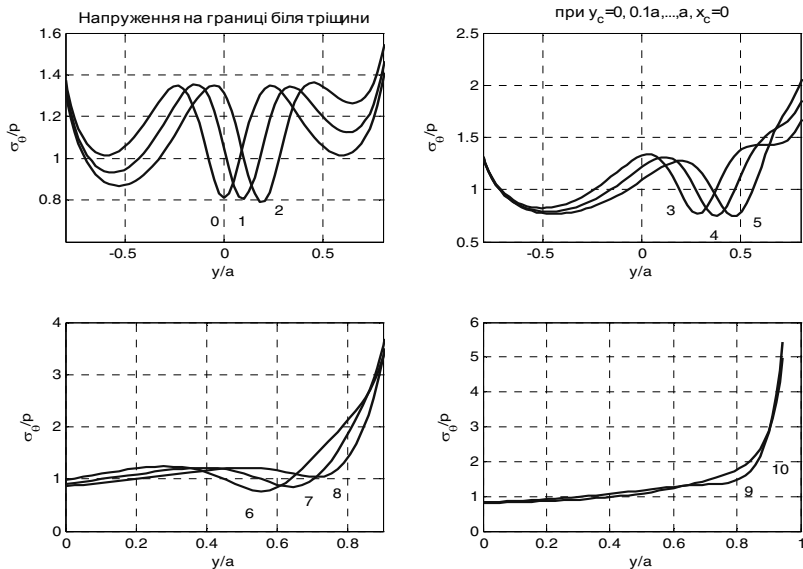


Рис.5. Розподіл кільцевих напружень на ближчій до тріщини стороні отвору при $x_c = 1.5a$

Із рисунків 3 – 5 видно, що кільцеві напруження в точках, які лежать на отворі на продовженні тріщини є приблизно такими ж, як і в пластинці без тріщини. Кільцеві напруження є максимальними на деякій відстані від цієї точки, причому ці напруження збільшують при наближенні тріщини до отвору. Тріщини, які розміщені біля вершин квадрата впливають менш істотно на напруження на отворі.

Висновок. Досліджено напруження біля тріщини залежно від форми отворів прямокутної та еліптичної форм. Встановлено характерні особливості в розподілі напружень біля тріщини та на межі отвору залежно від відношення сторін прямокутного отвору та відстані тріщини.

1. Божидарнік В.В. Розрахунок напружень біля тріщин в обмежених пластинках на основі розв'язків типу Гріна / Божидарнік В.В., Максимович О.В., Максимович Я.В. // Наукові нотатки. Міжвузівський збірник за напрямом "Інженерна механіка". - Луцьк, 2005. Випуск 17, -С. 21–29. 2. Саврук М.П. Двумерные задачи упругости для тел с трещинами / М.П. Саврук // К.: Наук. думка, 1981. – С. 324. 3. Саврук М.П. Численный анализ в плоских задачах теории трещин / М.П. Саврук, П.Н. Осив, И.В. Прокопчук // К.: Наук. думка, 1989. – С. 248.

УДК 624.012.191.33

ФІЗИЧНА МОДЕЛЬ ОПОРУ ЗАЛІЗОБЕТОНУ В ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗАХ ЗГІНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПРИ РІЗНИХ РЕЖИМАХ НАВАНТАЖЕННЯ

ФИЗИЧЕСКАЯ МОДЕЛЬ СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА В НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЯХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ РАЗНЫХ РЕЖИМАХ НАГРУЖЕНИЯ

CONSTRUCTION OF PHYSICAL MODEL OF RESISTANCE OF THE REINFORCED CONCRETE IN THE SLOPING SECTIONS OF THE BENT ELEMENTS AT THE DIFFERENT MODES OF LADENING

Масюк Г.Х., к.т.н., проф. (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Масюк Г.Х., к.т.н., проф. (Национальный университет водного хозяйства и природоиспользования, г. Ровно)

Masjuk G.Ch. candidate of technical sciences, professor (National university of water management and nature resources use, Rivne)

Розглянута, за результатами експериментальних досліджень, основа побудови фізичної моделі деформування бетону, поперечної і поздовжньої арматури в похилих перерізах згинальних елементів за різних режимів навантаження

Рассмотрена, по результатам экспериментальных исследований, основа построения физической модели деформирования бетона, поперечной и продольной арматуры в наклонных сечениях изгибаемых элементов при разных режимах нагружения

Basis of construction of physical model of deformation of concrete is considered, on results experimental researches, transversal and longitudinal armature in the sloping sections of the bent elements at the different modes of lading

Ключові слова:

Бетон, арматура, залізобетон, деформація, зріз

Бетон, арматура, железобетон, деформация, срез

Concrete, armature, reinforced concrete, deformation, shear

Вступ. При оцінюванні простих і складних напружених станів твердих тіл (тобто при їхньому згинанні, позацентровому стиску й розтягу, крутінні, згинанні з крутінням, крутінні у поєднанні зі стиском і розтягом, плоскому та об'ємному напружених станах та ін.) за вихідні міцнісні, деформативні характеристики складаючи тіло матеріалів приймають характеристики, визначувані експериментальним шляхом при найпростіших навантажуваннях – одноразовому статичному центральному стиску й розтягу. Одержані характеристики одночасно є параметрами відповідних діаграм деформування, що фіксують зв'язок між напруженнями σ і відносними деформаціями ε , математичне описання якого у вигляді $\sigma = f(\varepsilon)$ являє собою один з основних законів у класичній механіці деформованих тіл.

В основу нових вітчизняних норм з проектування бетонних і залізобетонних конструкцій [1, 2] покладена так звана «деформаційна модель» роботи бетону. По аналогії з Євронормами [3] вона ґрунтується на використанні у розрахунках конструкцій повних діаграм деформування стиснутого бетону. Базовими для залежностей $\sigma_c = f(\varepsilon_c)$ прийняті неправильна дробова-раціональна функція та поліном п'ятого степеню. Як за одною так і за другою функціями величина граничних деформацій стиснутого бетону обмежується фіксованими величинами, наведеними у відповідних таблицях.

Усе вищезазначене повною мірою відноситься до бетону й залізобетону. Саме тому аналітичне побудування функціональної залежності між напруженнями σ_b і відносними деформаціями ε_b у бетоні, що базувалася б на зрозумілих і точних фізичних уявленнях, розглядають як ключову проблему, яка дозволяє пояснювати та ув'язувати в єдине ціле накопичені поколіннями дослідників численні і, здебільшого, унікальні експериментальні й теоретичні результати, осмислювати та якісно провіщати специфічні явища механіки деформованих бетону й залізобетону, оцінювати різні існуючі теорії та орієнтуватись при виборі напрямів формування більш прогресивних поглядів, відкривати нові можливості в практиці інженерних розрахунків.

Незважаючи на значну кількість досліджень деформувань бетону і арматури в залізобетонних конструкціях при різних видах навантажень, робота залізобетонних елементів за дії малоциклових, втім числі і знакозмінних навантажень, а також напружено-деформований стан нормальних і похилих перерізів таких елементів, його зміна при різних режимах завантажень вивчені не достатньо.

Мета і задачі досліджень: побудувати фізичну модель і проаналізувати міру впливу малоциклових знакозмінних навантажень на зміну деформаційних характеристик бетону, поперечної і поздовжньої арматури в похилих перерізах згинальних залізобетонних елементів при різних прольотах «зрізу» та різних рівнях завантажень.

Результати експериментів у вигляді основних параметрів, які характеризують напружено-деформований стан зони сумісної дії згинального моменту і поперечної сили, а також методика випробувань наведені в роботі [4]. Співставлений аналіз цих даних дозволяє відмітити наступне: при однозначному статичному навантаженні головні деформації бетону над похилою тріщиною перед руйнуванням досягли значних величин і приблизно відповідали граничній деформативності бетону при одноосному стиску.

В бетоні над похилою тріщиною мали місце значні пластичні деформації по напрямку осі y .

Типова картина розподілу граничних деформацій укорочення бетону по висоті перерізу I-I показана на рис. 1.

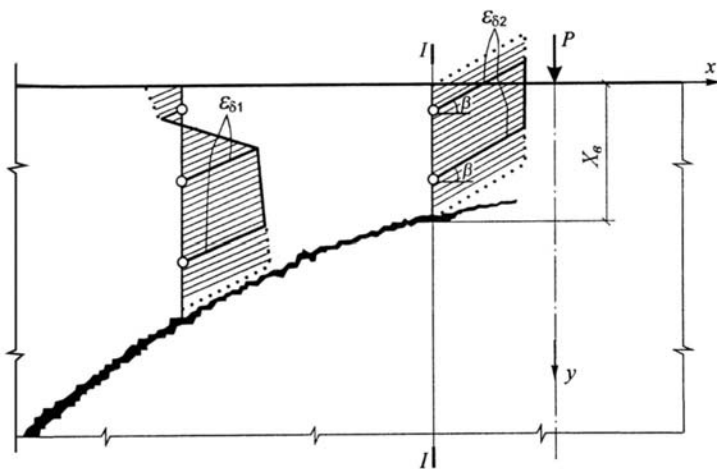


Рис. 1. Типова картина головних деформацій укорочення бетону поблизу перерізу I-I над похилою тріщиною

Отримані в результаті обробки показників тензорезисторів величини кутів ухилу траєкторій головних деформацій укорочення в межах висоти перерізу над похилою тріщиною практично постійні.

Напруження в поперечній арматурі в місці перетину її похилою тріщиною перед руйнуванням зразка досягли, як правило, межі текучості.

При прольотах «зрізу» $a/h \approx 2$ ($a = 300 \text{ мм}$) спостерігалось роздавлювання бетону стиснутої зони. При збільшенні прольотів «зрізу» до $a/h \approx 3$ ($a = 450 \text{ мм}$) і $a/h \approx 4$ ($a = 600 \text{ мм}$) руйнування відбувалось від роздаловання з виколуванням або від виколування бетону стиснутої зони.

Співставляючи схеми тріщиноутворення і руйнування дослідних зразків при однозначному статичному навантаженні можна констатувати, що із збільшенням прольоту «зрізу» числові значення проекції небезпечної похилої тріщини S спочатку збільшуються до величини, рівній, приблизно $3h_0$. Із зменшенням прольоту «зрізу» деформації бетону на ділянках похилих перерізів збільшуються при однакових рівнях завантаження (рис. 2).

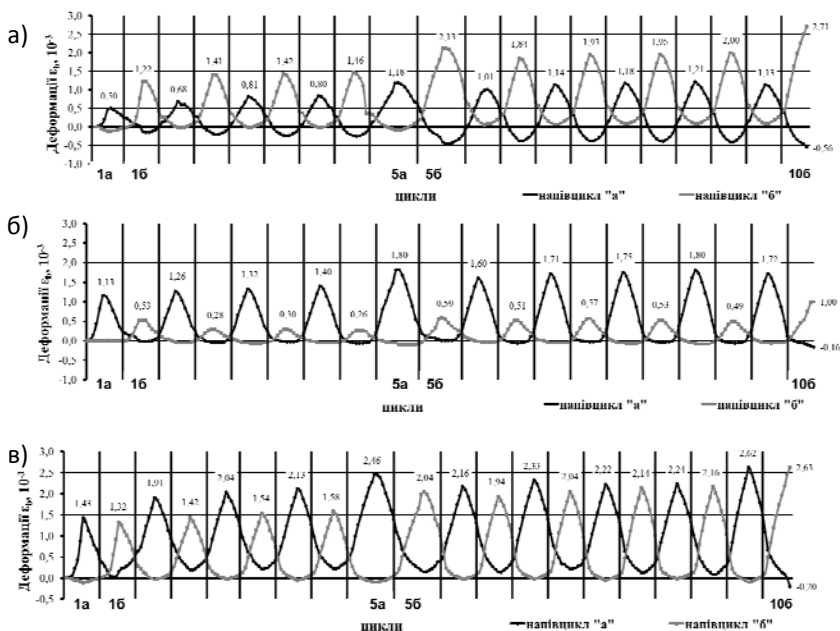


Рис. 2. Графіки деформацій бетону в похилих перерізах по циклах в балках з різними прольотами «зрізу»: БЗНЦВ4-6/0,65 (а), БЗНЦВ4-4,5/0,65 (б), БЗНЦВ4-3/0,65 (в)

Із графіків (рис. 2) видно, що в балках БЗНЦВ4-6/0,65 з прольотом «зрізу» $a = 600\text{мм}$ сумарні деформації розтягу бетону в напівциклах «б» більші за деформації в напівциклі «а» в 2,4 рази (рис. 2, а), а для балок з прольотами «зрізу» $a = 450\text{мм}$ і $a = 300\text{мм}$ навпаки – деформації в напівциклі «а» більші за деформації в напівциклі «б» відповідно в 2,1 та 1,1 рази (рис. 2, б і рис. 2, в).

Як уже відомо за дослідженням багатьох вчених [5, 6 і ін.] поперечна арматура деформується не рівномірно. В місцях перетину її з похилими тріщинами має місце значне збільшення деформацій. Типова картина деформування поперечного стержня в бетонній матриці і епюри деформацій наведена на рис. 3 і в роботі [7].

За дії знакозмінних мало циклових навантажень характер деформувань поперечної арматури подібний до характеру деформувань при однозначних завантаженнях. Але в кількісному значенні суттєво відрізняється. Слід відмітити і той факт, що деформації поперечної арматури не залежно від прольоту «зрізу» мають подібний характер: в напівциклі «б» деформації завжди більші за відповідні деформації в напівциклі «а» (рис. 4).

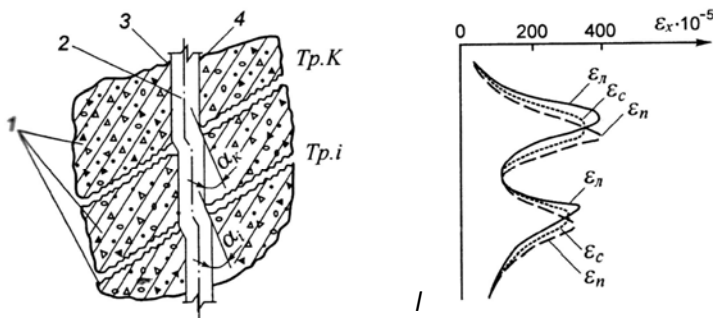


Рис. 3. Типова картина деформування поперечного стержня:

1 – бетонна матриця; 2 – поперечний стержень; 3 і 4 – відповідно ліве і праве волокно стержня; ϵ_L , ϵ_n , ϵ_c - відповідно деформації лівого, правого і середнього волокон стержня; α - кут нахилу вісі стержня в місцях перетину з похилою тріщиною

Проте найбільше збільшення деформацій поперечної арматури при зміні знаку зусиль спостерігається при прольоті «зрізу» $a = 450\text{мм}$ (балка БЗНЦВ4-4,5/0,65), а саме – в 3,9 рази на першому циклі. В той же час при прольоті «зрізу» $a = 300\text{мм}$ (балка БЗНЦВ4-3/0,65) – в 2 рази, а при прольоті $a = 600\text{мм}$ (балка БЗНЦВ4-6/0,65) – в 1,25 рази. Збільшення деформацій поперечної арматури при зміні знаку прикладання навантаження (тобто в

напівциклі «б») можна пояснити деструктивними процесами, які відбуваються в похилому перерізі, а саме: розуцільнення бетону, внаслідок чого проходить втрата щеплення з арматурою, і як наслідок – більша частина поперечної сили сприймається хомутами, а не бетоном.

Природа згину поздовжньої арматури більш складніша ніж поперечної. Згин поперечної арматури викликається утворенням тріщин (рис. 3). При цьому тиск бетонної матриці з боку лівих і правих волокон стержня майже однаковий. В поздовжній арматурі бетонна матриця чинить опір лише зі сторони верхніх волокон стержня.

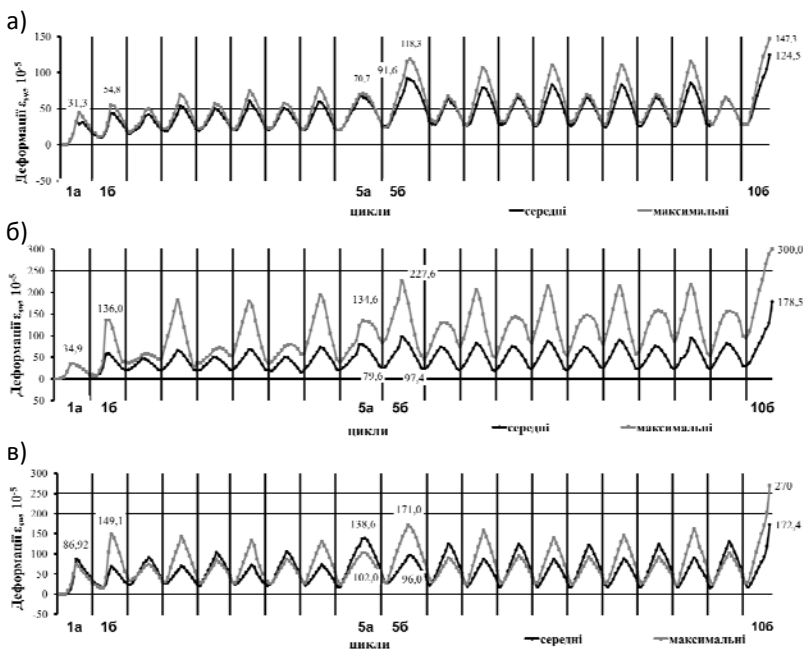


Рис. 4. Графіки деформацій поперечної арматури по циклах в балках з різними прольотами зрізу: БЗНЦВ4-6/0,65 (а), БЗНЦВ4-4,5/0,65 (б), БЗНЦВ4-3/0,65 (в)

Як сказано в роботі [8], із збільшенням навантаження, на графіку деформування поздовжньої арматури точка максимальних деформацій верхніх волокон, точка максимальних деформацій нижніх волокон і точка перетину кривих деформацій верхніх і нижніх волокон зближуються (рис. 5).

За дії малоциклових знакозмінних навантажень в дослідних зразках деформації поздовжньої арматури в напівциклах «б» при прольотах «зрізу» $a = 600 \text{ мм}$ і $a = 450 \text{ мм}$, більші за аналогічні деформації в напівциклах «а» в

1,03...1,2 рази. Що стосується деформацій поздовжньої арматури в балках при прольоті «зрізу» $a = 300 \text{ мм}$, то вони в напівциклах «а» і «б» майже однакові (рис. 6).

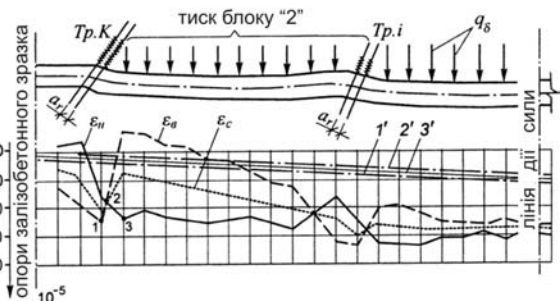


Рис. 5. Типова картина деформування поздовжнього стержня при однозначному навантаженні: 1', 2', 3' – відповідно деформації верхніх нижніх і середніх волокон на початкових ступенях навантаження; ϵ_s , ϵ_n , ϵ_c - теж саме, на ступені завантаження перед руйнуванням

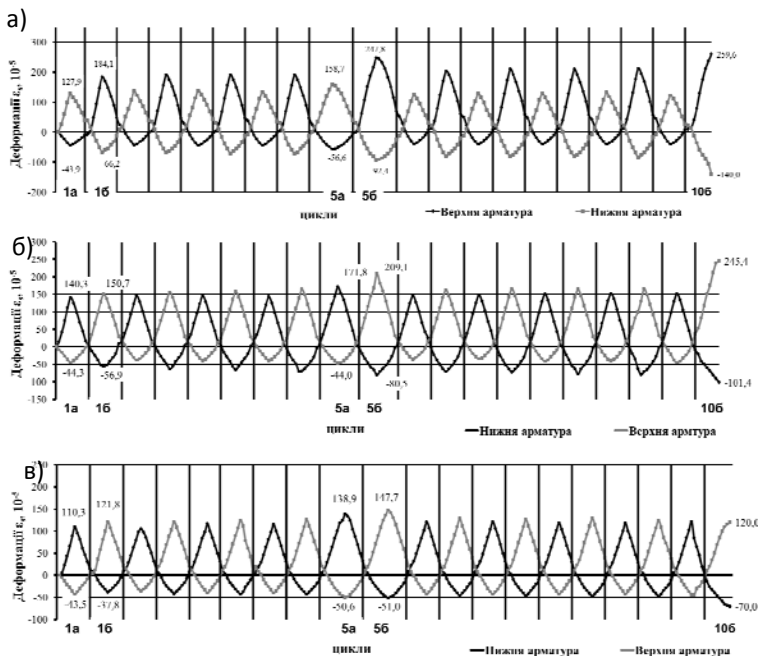


Рис. 6. Графіки деформацій поздовжньої арматури по циклах в балках з різними прольотами зрізу: БЗНЦВ4-6/0,65 (а), БЗНЦВ4-4,5/0,65 (б), БЗНЦВ4-3/0,65 (в)

Висновки: 1. В основу побудови фізичної моделі опору залізобетону покладені експериментальні дослідження автора і накопичений банк дослідних даних.

2. Структурні зміни в бетоні задовільно відображає його діаграма стану ($\sigma_i - \varepsilon_i$) з нисхідною віткою деформування. Аналіз показує, що до верхньої межі мікро-тріщиноутворення бетон моделюється ізотропним середовищем, після цієї межі – його необхідно розглядати як несуче тіло.

3. На основі проведених досліджень і їх аналізу виявлена багаторівнева схема тріщиноутворення, згідно якої тріщини утворюються на всьому діапазоні навантаження до руйнування. Ефект стиснутого бетону в розтягнутій зоні залізобетонного елемента проявляється в околицях тріщин.

4. При менших прольотах «зрізу» деформації бетону і поперечних стержнів в похилих перерізах розвиваються інтенсивніше ніж деформації поздовжньої арматури.

1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинні від 01.06.11]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. 2. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування / Мінрегіонбуд України: ДСТУ Б В.2.6.-156: 2010 – [Чинний від 01.06.11]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с. – (Національний стандарт України). 3. Eurocode-2: Design of Concrete Structures. – Part 1-1: General Rules and Rules for Building: EN 1992-1-1. – [Final Draft, December, 2004]. – Brussels: CEN. – 2004. – 225 p. – (Європейський стандарт). 4. Корнійчук О.І. Міцність та тріщиностійкість похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів при дії мало циклових знакозмінних навантажень.: Дис. канд. техн. наук. – Рівне, 2009. – 191 с. 5. Гусаков В.Н., Фортученко Ю.А. Исследование деформированного состояния поперечной арматуры в конструкциях из тяжелого бетона. / Сб. науч. трудов. – ВНИИСТРом, 1966. - №8. – с. 171-207. 6. Залесов А.С. Новый метод расчета прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям. В кн.: Расчет и конструирование железобетонных конструкций вып. 39. – М., 1977. – с.16-28. 7. Колчунов В.И. Прочность изгибаемых элементов по наклонным сечениям: Дис. канд. техн. наук. – Киев, 1983. – 267 с. 8. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчетные модели силового сопротивления железобетона. – М.: изд. АВС, - 2004. – 472 с. 9. Дорофеев В.С. Расчет изгибаемых элементов с учетом полной диаграммы деформирования бетона: Монография / В.С. Дорофеев, В.Ю. Барданов. – Одесса: ОГАСА, 2003. – 210 с. 10. Митрофанов В.П. Прочность бетона над опасной наклонной трещиной и несущая способность железобетонных балок // Бетон и железобетон. – 1980. - № 2. с. 37-40.

УДК 537.533.35:578.72

ФРАКТОГРАФІЧНА ХАРАКТЕРИСТИКА ГЕОМЕТРИЧНО ПРАВИЛЬНИХ ТА РАНДОМІЗОВАНИХ ПОВЕРХОНЬ

ФРАКТОГРАФИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ГЕОМЕТРИЧЕСКИ ПРАВИЛЬНЫХ И РАНДОМИЗИРОВАННЫХ ПОВЕРХНОСТЕЙ

THREE-DIMENSIONAL FRACTOGRAPHIC CHARACTERISTIC OF GEOMETRICALLY REGULAR AND RANDOMIZED SURFACES

Мельник Ю.А., аспірант (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Мельник Ю.А., аспирант (Луцкий национальный технический университет, г. Луцк)

Melnyk Y.A., postgraduate (Lutsk National Technical University, Lutsk)

Розглянуто питання кількісних оцінок мікрорельєфу 3D фрактографічних поверхонь. Отримано теоретичні залежності відповідних оцінок для строго детермінованих поверхонь.

Рассмотрены вопросы количественных оценок микрорельефа 3D фрактографических поверхностей. Получены теоретические зависимости соответствующих оценок для строго детерминированных поверхностей.

The problems of quantitative estimates of the microrelief fractographic 3D surfaces. The theoretical dependence of the corresponding ratings for strictly deterministic surfaces.

Ключові слова:

Фрактографія, шорсткість, растрова електронна мікроскопія, Фур'є-перетворення, моменти функції, кореляція.

Фрактография, шероховатость, растровая электронная микроскопия, Фур'є-преобразование, моменты функции, корреляция.

Fractography, roughness, scanning electron microscopy, Fourier-transform, the moments of the correlation.

Постановка наукової проблеми та її значення. Розвиток нових технологій в прецизійній механіці, оптиці та мікроелектроніці спонукає дослідження топографії поверхонь на макрорівнях [1]. В зв'язку з цим останнім часом особливої уваги заслуговує тривимірне відображення методами мікротопографії, як найбільш повний спосіб опису мікрорельєфу поверхні [2,3]. Мікрорельєф, як тривимірний об'єкт, має визначену просторову організацію та мікроструктуру. При цьому мікроструктура може розглядатись як результат просторової кореляції в розміщенні окремих нерівностей, будучи детермінованою або випадковою, ізотропною або анізотропною [4,5,6]. Виходячи з цього повний опис цифрової моделі мікрорельєфу (ЦММР), як фізичного поля, передбачає аналітичну інтерпретацію досліджуваної поверхні та отримання законів спільного розподілу функції $Z(x,y)$ і її перших та других похідних для будь-якої скінченної множини точок. Для отримання цих розподілів потрібно мати значний об'єм вимірів, тому в більшості відомих нам робіт [7] при аналізі випадкових масивів використовують одномірні закони розподілу, кореляційні функції і енергетичні спектри, що не завжди правомірно. Такі характеристики достатньо коректні для опису випадкових масивів за умови їх однорідності і ізотропності.

Для розв'язку задачі коректної кількісної характеристики мікрогеометрії фактографічних поверхонь твердих тіл в загальному випадку, нами пропонується виконувати 3D – реконструкції цифрових моделей мікрорельєфу, що вивчаються з допомогою растрових електронних мікроскопів (РЕМ) в режимі фотограмметричної зйомки. В цьому напрямку відомі чисельні дослідження [8,9], проте на теперішній час в немає узагальненої теорії мікростереофрактографії [3], 3D-реконструкції мікрорельєфу цих фактографічних поверхонь різних типів та достатньо коректних кількісних оцінок, тощо.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. В сучасній мікрофрактографії широко застосовується растрова електронна мікроскопія і цифрова обробка зображень [1,2,3]. Особливо посилилась ця тенденція в останні роки в зв'язку з зародженням і інтенсивною динамікою нанотехнологічних досліджень, тобто досліджень на субмікронному та нано - рівнях.

Такі дослідження базуються на поглибленому застосуванні теорії випадкових процесів та математико-статистичних методів [10]. Для отримання 3D-кількісних оцінок мікростереофрактографії застосовують різні методи: 3D-реконструкція за різнофокусними зображеннями [2,11], комп'ютерна аналітична РЕМ-мікроскопія, мікростереофотограмметрія та ін. Досить універсальним є метод мікростереофотограмметрії [3], однак, низка теоретичних та практичних питань цього методу ще недостатньо вивчені і експериментально перевірені.

Мета та завдання досліджень. В моделях кількісної фрактографії зазвичай аналізується площа руйнування та показники шорсткості (площинні \bar{K}_A і профільні \bar{K}_P коефіцієнти розгалуження мікротріщин) та інші статистичні особливості характеру руйнування. Дана стаття відноситься до цієї проблематики. Нами розглянуто два випадки поверхонь з геометрично правильною формою мікрорельєфу, а також отримання кількісних оцінок фрактографічних поверхонь загального типу.

Виклад основного матеріалу. Отримаємо теорію для основних у фрактографії випадків 3D-моделей геометрично правильних та рандомізованих поверхонь.

3D-цифрова модель мікрорельєфу типу сходинок (східчато-пластинчатого типу)

В фрактографії такі поверхні є типовими для випадків крихкого руйнування, у мікромеханізмі якого домінують утворення сходинок спайності або річково-терасовий візерунок. Останній утворюється множиною взаємодій магістральних та вторинних мікротріщин, віддалі між сходинок визначається співвідношенням їх швидкостей.

Нехай, 3D-поверхні крихкого руйнування мають майже регулярну мікротекстуру. Тоді математичні моделі таких поверхонь можна отримати наступним чином [3]. Припустимо також, що мікрорельєф утворюється методом РЕМ-стереопар.

Нехай $h = Q(x)$ – апіорі невідома функція, яка відображає залежність відносної висоти досліджуваної поверхні від елемента x лівого зображення РЕМ-стереопари. За множиною пар значень $\{(x_s, h_s) : 0 \leq s \leq s-1\}$ оцінюється функція Q . Ця задача за своєю постановкою є задачею екстраполяції функції двох змінних, які відомі для

скінченної множини точок. У випадку ЦММР східчастого типу доцільно скористатись циліндричною системою координат, коли кожний елемент мікрорельєфу розглядається, як сума циліндричних складових.

$$\text{Тоді} \quad Q(x) = \sum_{j=0}^{\tau-1} Q_j(x), \quad (1)$$

де $Q_j(x)$ – циліндрична функція виду:

$$Q_j(x) = f_i(t) \left(x_1 \cos \alpha_j + x_2 \sin \alpha_j \right), \quad (2)$$

де x_1, x_2 – координати x ; $f_i(t)$ – апріорі невідомі функції однієї змінної

$$\alpha_j = \pi \cdot j \cdot \tau^{-1} \quad (0 \leq \tau \leq \tau - 1). \quad (3)$$

$$\text{Нехай} \quad t_{js} = x_1^{(s)} \cos \alpha_j + x_2^{(s)} \sin \alpha_j, \quad (4)$$

де $x_1^{(s)}, x_2^{(s)}$ – координати x_s ($0 \leq s \leq S - 1$).

Для кожного j ($0 \leq j \leq \tau - 1$) значення t_{js} впорядкуємо в послідовність $T(j, k)$ ($0 \leq k \leq S - 1$). Якщо $ord_j(\cdot)$ – відповідна функція впорядкування, то $T(j, \dots ord(S)) = t_{js}$. За таких умов $h_s = Q(x_s)$ і

$$\sum_{j=0}^{\tau-1} f_j \left(T(j, ord_j(s)) = h_s \quad (0 \leq s \leq S - 1) \right).$$

Будемо вважати функції $f_j(t)$ кусково-лінійними на ділянках від $T(j, k)$ до $T(j, k + 1)$, ($0 \leq k \leq S - 2$), а кути нахилу на цих відрізках позначимо через $f_{j, k+1}$.

Тоді

$$f_j(T(j, k)) = f_{j,0} + \sum_{m=0}^{k-1} [T(j, m+1) - T(j, m)] \cdot f_{j, m+1}, \quad (5)$$

де $f_{j,0}$ – початкове значення функції $f_j(t)$, а

$$q_s = h_s \quad (0 \leq s \leq S - 1) \quad (6)$$

Тоді за визначенням :

$$q_s = h_s = \sum_{j=0}^{\tau-1} \left\{ f_{j,0} + \sum_{m=0}^{ord(s)-1} [T(j, m+1) - T(j, m)] \cdot f_{j, m+1} \right\},$$

$$(0 \leq s \leq S-1) \quad (7)$$

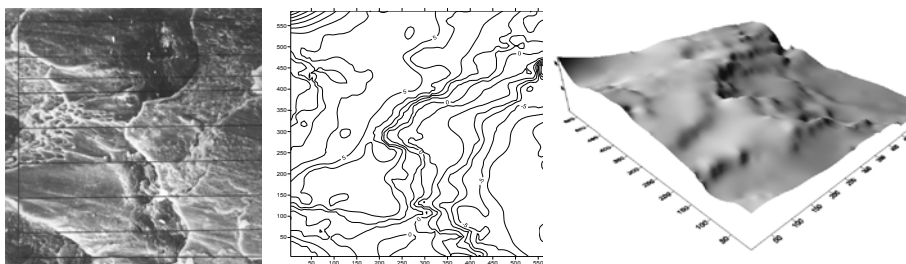
В такій постановці задача екстраполяції зводиться до обчислення змінних $f_{j,k}$ ($0 \leq j \leq \tau-1$, $0 \leq k \leq S-1$), що задовольняють лінійним рівнянням (7). Для однозначного вибору змінних $f_{j,k}$ доцільно скористатися методом найменших квадратів (МНК), мінімізуючи квадратичний функціонал «дії».

$$F = \sum_{j=0}^{\tau-1} \sum_{k=0}^{s-2} \left\{ f_{j, k+1} [T(j, k+1) - T(j, k)] \right\}^2 \Rightarrow \min. \quad (8)$$

На рис. 1 представлена мікрофотографія крихкого руйнування при збільшенні $1000\times$.

Щоб оцінити, наскільки результати характеру ЦММР в такій постановці відповідають дослідженню взагалі довільних поверхонь руйнування, скористаємося відомою в класичній профілометрії теоремою: «поверхні руйнування з однаковим показником шорсткості мають приблизно однакові профільні показники шорсткості» [6]. Для «ідеальної» (рис.2б) східчастої поверхні руйнування в роботі [3,6] відомо загальне співвідношення між середніми показниками профілю шорсткості (\bar{K}_P) і відповідними показниками шорсткості окремих ділянок (\bar{K}_A):

$$\frac{1}{\bar{K}_P} = \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n (2 - K_A)^n}{(2n+1) K_A^{n+1}}. \quad (9)$$



а)

б)

в)

Рис. 1. Крихке руйнування: а) мікрофотографія крихкого руйнування. Збільшення 1000[×]; б) ізолінійна карта ЦММР крихкого руйнування; в) тривимірна реконструкція рельєфу поверхні крихкого руйнування

Якщо записати рівняння у вигляді скінченного ряду, то після певних перетворень отримуємо:

$$\frac{1}{\bar{K}_P} = \frac{4}{\pi} \left[\frac{1}{K_A} - \frac{(2-K_A)}{3K_A^2} - \frac{(2-K_A)^3}{7K_A^4} + \dots \right]. \quad (10)$$

Приклад модельної 3D-східчастої поверхні, отриманої методом екстраполяції, дано на рис. 2

Аналізуючи одержаний вираз, можна встановити, що коли $K_A = 2$, що відповідає поверхні з довільною кривизною, розподіл орієнтації елементів поверхні і локальна кривизна окремих ділянок поверхні руйнування не впливає на однозначність кореляції між \bar{K}_A і \bar{K}_P . Цей результат може тлумачитися таким чином: якщо вважати перший член у рівнянні (8) таким, що враховує хаотичність рельєфу поверхні, то члени більш високого порядку можна розглядати як поправки на відхилення аналізованої поверхні від повністю довільної поверхні руйнування. Зауважимо: коли $K_A = 1$, що відповідає випадку «ідеальної гладкої поверхні руйнування», то і $\bar{K}_P = 1$. Комп'ютерні розрахунки підтвердили, що для коректного визначення значень K_A , які важливі для фрактографії, відмінності повинні складати 2-3%, що практично не суттєво.

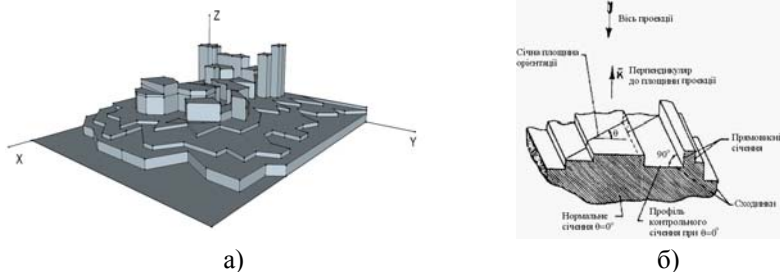


Рис. 2 а) мікрорельєф східчато пластинчатого типу; б) «ідеальна» 3D східчата поверхня крихкого руйнування

Розглянемо іншу геометрично правильну цифрову модель мікрорельєфу, отриману із сукупності кубиків різних розмірів (рис. 3)

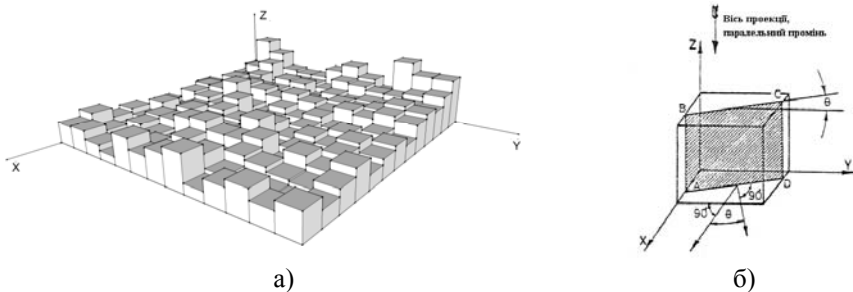


Рис. 3. Профілометричний аналіз куба

Згідно рис.3 (б) будемо розглядати тільки його бічну і верхню поверхні куба, які проєктуються на його основу (так, що $K_A=5$ і K_P може бути визначено із залежності (11)). Для довільного січення перпендикулярного основі $K_P(\theta) = ABCD / AD$, а для усереднення при різних орієнтаціях можна легко визначити, що

$$K_P(\theta) = \begin{cases} 1 + 2 \cos \theta & \text{для } 0 < \theta < \pi/4 \\ 1 + 2 \sin \theta & \text{для } \frac{\pi}{4} < \theta < \pi/2 \end{cases} \quad (11)$$

Вважаючи, що $p(\theta)d\theta = d\theta/(\pi/2)$, одержуємо

$$\bar{K}_P = \frac{2}{\pi} \left\{ \int_0^{\pi/4} (1 + 2 \cos \theta) d\theta + \int_{\pi/4}^{\pi/2} (1 + 2 \sin \theta) d\theta \right\} \quad (12)$$

або $\bar{K}_P = 2,80063$.

Для гармонійного середнього отримуємо $\bar{K}_P = 2,79907$, що практично одне і те ж. Для паралельних січень можна легко відзначити, що $\bar{K}_P = 3$, в той час для січних площин типу октаедра $\bar{K}_P = 2,78$. Відзначаючи, що в такому випадку $K_A = 5$, одержуємо відповідне значення \bar{K}_P , що передбачене рівнянням (12) (для східчастої поверхні руйнування).

3D оцінка рандомізованих (випадкових) ЦММР.

В загальному випадку випадкову 3D фрактографічну поверхню можна представити такою, як на рис.4

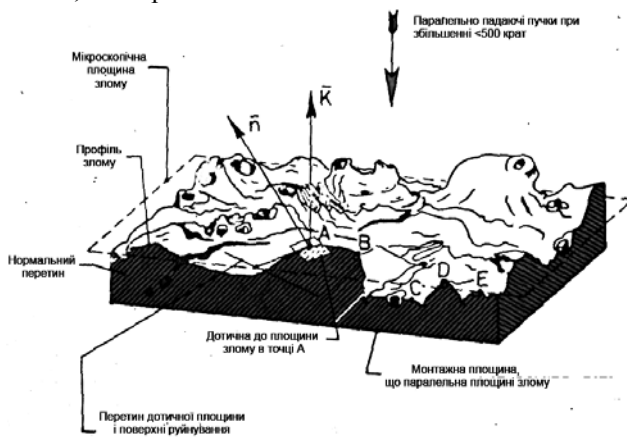


Рис. 4. Приклад випадкової 3D фрактографічної поверхні.

Для спрощення математичних викладок проаналізуємо випадкові ізотропні гауссівські поверхні, хоча більшість поверхонь є негауссівськими. 3D аналіз таких поверхонь надзвичайно складний.

Для ізотропних ЦММР основними характеристиками є автокореляційна функція (АКФ) та спектральна щільність [10].

Будемо вважати, що поверхня однорідна, тобто що її статистичний опис інваріантний по відношенню до трансляції початку координат. В такому випадку автокореляційна функція за визначенням [10] дорівнює:

$$R_{x,y} = \frac{1}{4L_1L_2} \int_{-L_1}^L \int_{-L_2}^{L_2} h(x,y)h(x+\Delta x,y+\Delta y) dx dy. \quad (13)$$

Якщо поверхня ізотропна, то функція R залежить лише від змінної

$$r = (x^2 + y^2)^{1/2} \text{ і не залежить від полярного кута } \theta = \arctg\left(\frac{y}{x}\right).$$

Як АКФ, так і спектральна щільність отримуються на основі взаємних Фур'є-перетворень. В загальному випадку перетворення Фур'є має вигляд:

$$F(k_x, k_y) = \frac{1}{4\pi^2} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} R(x, y) \exp[-i(xk_x + yk_y)] dx dy, \quad (14)$$

де k_x і k_y – компоненти хвильового вектора \vec{k} .

З виразу (13) видно, що величина $R(0,0)$ дорівнює σ^2 , де σ – середньоквадратичне значення (стандартне відхилення) висот нерівностей. Для визначення інших значень функції $R(x, y)$ зручніше скористатись її моментами m_{pq} .

Тому:

$$\sigma^2 = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} F(k_x, k_y) dk_x dk_y. \quad (15)$$

Відомо, що довільну функцію можна представити моментами m_{pq} , які визначаються з виразу [10,12]:

$$m_{pq} = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} x^p y^q F(x, y) dx dy, \quad p, q = 0, 1, 2, \dots \quad (16)$$

Встановлено, що $m_{00} = \sigma^2$.

Для визначення інших моментів ізотропних поверхонь справедливий наступні співвідношення [7]:

$$\begin{aligned} m_{20} = m_{02} = m_2; \quad m_{11} = m_{13} = m_{31} = 0; \\ m_{00} = m_0; \quad m_{22} = m_{40} = m_{04} = m_4. \end{aligned} \quad (17)$$

В більшості випадків неізотропних поверхонь достатньо визначити три моменти m_0, m_2, m_4 , і рельєф поверхні $h(x, y)$. Для прикладу припустимо, що мікрорельєф (рис.5) можна представити у вигляді суми синусоїдально профільованих поверхонь.

$$\text{Тоді } h(x, y) = \sum_n C_n \cos(xk_{xn} + yk_{yn} + \varepsilon_n). \quad (18)$$

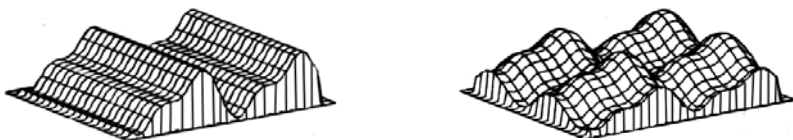


Рис. 5. Мікрорельєф у вигляді суми синусоїдально профільованих поверхонь

А для моментів m_{00}, m_{20}, m_{40} отримані вирази

$$m_{pq} = \frac{1}{2} \sum_n k_{xn}^p k_{yn}^q C_n^2. \quad (19)$$

Остаточно отримаємо:

$$m_{00} = m_0 = \sigma^2 = \frac{1}{2} \sum_{\Delta k} C_n^2, \quad m_{20} = m_2 = \frac{1}{2} \sum_n C_n^2 k_{xn}^2, \quad ,$$
$$m_{40} = m_4 = \frac{1}{2} \sum_n C_n^2 k_{xn}^4 \quad (20)$$

Аналогічні оцінки можна отримувати і для випадків 3D фактографічних поверхонь.

Висновок. Отримані в статті результати можна вважати, як певне узагальнення 3D-реконструкції фактографічних поверхонь методи їх оцінок.

1. Балабанов В. Нанотехнологии. Наука будущего. – М.: Эксмо, 2009. 246с.
2. Чмыхов Д.В. Виртуальная лаборатория микроскопии с использованием новых методов анализа изображений / Будущее высоких технологий и инноваций за молодой Россией. – Рыбинск, 2009. – С.37-41.
3. Мельник В.М., Шостак А.В. Кількісна стереомікрофактографія: [Монографія] - ПВД «Твердиня», Луцьк, - 2010. - с. 460. - ISBN 978-617-517-031-1
4. Хусу А.П., Виттенберг Ю.Р., Пальмов В.А. //Шероховатость поверхностей. -М.: Наука, 1975. -343 с.
5. Рудзит Я.А. Шероховатость поверхностей/ Кризберг Ю.А.// Микрогеометрия и эксплуатационные свойства машин. – Зинате, 1983. – С.55.
6. El-Soudani. Profilometric Analysis of Fractures// Metallography. – 1988. – V.11.P.277-335.
7. Lonquet-Higgins M.S. The Statistical Analysis of a Random Moving Surface. // Philosophical Transactions of Royal Society, 1957. – V.249. – pp.321-387.
8. Malkin S. Grinding Technology Theory and Applications of Machining with Abrasives // The Gleason Works, Roachester, New York, 2007 -32p.
9. Fritz Klocke Manufacturing Processes 2. Grinding, honing, lapping. Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2009.
10. Корн Г., Корн Т. Справочник по математике для научных работников и инженеров. -М.: Наука, 1973- -681 с.
11. Sokolov V.N. 3-D reconstruction of surface and Subsurface structures of Solids by SEM Stereo Images //Yurkovets D., Melnik V., Boude A., Howell P./Inst. Phys. Conf. Dundee,2001. – P.168. – Section 4. – P.109-122.
12. . Дуда Р., Харг П. Распознавание образов и анализ сцен. -М.: Мир, 1976. -511 с.

УДК 624.012.025

ВИВЧЕННЯ РОБОТИ НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З РІЗНИМИ СПОСОБАМИ АРМУВАННЯ

ИЗУЧЕНИЕ РАБОТЫ НЕРАЗРЕЗНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С РАЗЛИЧНЫМИ ВИДАМИ АРМИРОВАНИЯ

RESEARCHES OF CONTINUOUS REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH DIFFERENT WAYS OF REINFORCEMENT

Нінічук М.В., аспірант (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк).

Ниничук Н.В., аспірант (Луцкий национальный технический университет, г. Луцк).

Ninichuk M.V., postgraduate student (Lutsk State Technical University, Lutsk).

Представлено результати експериментальних досліджень роботи нерозрізних залізобетонних балок, балок сталевібробетонних та комбіновано армованих. Встановлено, що за однакових витрат сталі найбільш ефективними є балки з комбінованим армуванням.

Представлены результаты экспериментальных исследований работы неразрезных железобетонных балок, балок сталефибробетонных и комбинированно армированных. Установлено, что при одинаковых затратах стали, наиболее эффективными являются балки с комбинированным армированием.

Submitted the results of experimental researches of continuous reinforced concrete beams, steel fibrous concrete beams and combined reinforced concrete beams. Found that combined reinforced concrete beams are most effective for the same costs of steel.

Ключові слова:

Сталевібробетон, нерозрізні балки, деформації, прогини.

Сталефибробетон, неразрезные балки, деформации, прогибы.

Steel fibrous concrete, continuous beams, deformations, bending.

Стан питання та задачі дослідження. Перспективним напрямком удосконалення залізобетонних конструкцій є підвищення їх міцності, жорсткості і тріщиностійкості за рахунок використання статично невизначених конструкцій. Особливе місце займають статично невизначені (нерозрізні) залізобетонні балки, так як у них найбільш раціонально використовуються в роботі її складові матеріали – бетон і арматура [1, 2].

Найбільш поширені нерозрізні залізобетонні балки в конструкціях перекриттів промислових та цивільних будівель. Вони також використовуються в естакадах, мостових конструкціях, в перекриттях спеціальних споруд. Нерозрізні балки виготовляють з монолітного, збірною і збірно-монолітного залізобетону. Одними із перспективних конструкційних матеріалів є дисперсно-армовані матеріали, зокрема сталеві фібробетон [3]. Починаючи з 80-х років минулого століття, цікавість до використання фібробетону зростає, що можна пояснити прагненням суттєво підвищити міцність бетонних матеріалів і конструкцій на його основі на стиск, особливо розтяг, їх тріщиностійкість, отримати ефективні конструкції, які б відповідали більш високим експлуатаційним вимогам. Робота сталеві фібробетону в нерозрізних несучих конструкціях є маловивченою, тому результати експериментальних досліджень, що розглядаються у статті є актуальними на даний час.

З метою порівняння роботи залізобетонних і сталеві фібробетонних нерозрізних конструкцій, вирішено випробовувати три типи двопролітних балок: залізобетонні (ЗБ), сталеві фібробетонні (СФБ) і комбіновані сталеві фібробетонні (СФЗБ). Досліди виконуються із двопролітними балками, які мають загальну довжину 300 см та поперечний переріз 8x16см з важкого бетону - по дві для кожного випадку. Довжини прольотів склали 140 см, ліва і права консоль по 10 см відповідно. Склад цементно-піщаної матриці прийнято 1:2. Використовувався портландцемент марки 500, та попередньо відмучений від глинистих, пілуватих і мулистих домішок пісок з модулем крупності 2,4. Одночасно з виготовленням балок бетонували куби розміром 15x15x15 см та призми 15x15x60 см, і 10x10x60 см які використовувалися для визначення кубової та призмової міцності бетону та його деформаційних характеристик. Сталеві фібри використовувалися анкерні із загнутими кінцями, довжиною 50 мм і діаметром 1 мм. Бетон мав такі технічні характеристики: середня кубикова міцність $f_c = 34$ МПа;

призма міцність $f_{cd} = 24,2$ МПа. Міцність сталевібро-бетонної матриці на розтяг для СФБ балок становила $f_{ctd} = 1,7$ МПа, для СФЗБ $f_{ctd} = 1,35$ МПа.

Армування балок виконувалося таким чином, щоб загальні витрати сталі становили у всіх балках 2 % від об'єму. Тому в сталевібробетонних балках (СФБ) процент армування фібрами за об'ємом становив 2 %, а в сталевіброзалізо-бетонних (СФЗБ) 1 %. , ще 1 % займав плоский каркас з поздовжньою арматурою $\varnothing 10$ А400С і поперечною $\varnothing 4$ Вр-І. Залізобетонні балки(ЗБ) армувались тільки плоским каркасом з арматурою $\varnothing 14$ А400С і $\varnothing 4$ Вр-І. (рис.1).

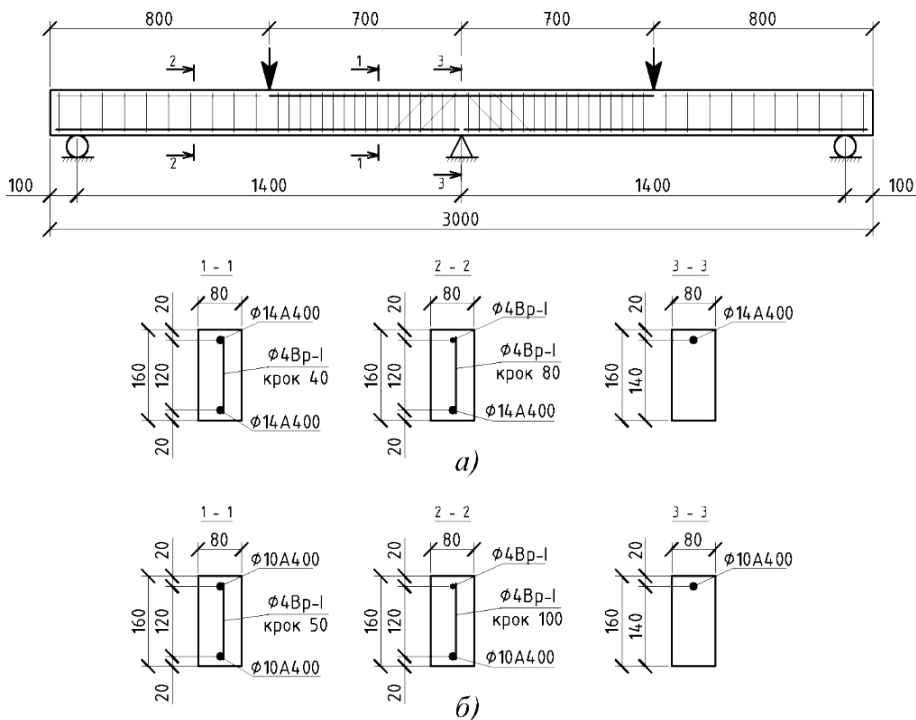


Рис. 1. Конструктивна схема дослідних балок. а) армування ЗБ балок; б) армування СФЗБ балок

Бетонна суміш для експериментальних зразків виготовлялася в бетонозмішувачі, а ущільненні проводилось за допомогою глибинного вібратора. Розпалублювали балки через 7 діб, подальше їх зберігання

відбувалося у вологому середовищі протягом 28 діб. Після цього вони знаходились у приміщенні лабораторії.

Таблиця 1

Основні характеристики балок

Марка	Переріз, $b \times h$, см	Робоча висота h_0 , см	Площа арматури, см ²		Процент армування, %	
			A_{sup}	A_{sp}	μ_{sup}	μ_{sp}
1ЗБ-1	8×16	14	1,54	1,54	1,38	1,38
1ЗБ-2	8×16		1,54	1,54	1,38	1,38
1СФЗБ-1	8×16	14	0,78	0,78	0,7	0,7
1СФЗБ-2	8×16		0,78	0,78	0,7	0,7
1СФБ-1	8×16	16	-	-	-	-
1СФБ-2	8×16		-	-	-	-

Методика досліджень. Для випробування дослідних зразків-балок була запроєктована і виготовлена спеціальна силова установка (рис.2). Плоский поперечний згин двопролітних балок в ній створюється за допомогою гідравлічного домкрата і металевої двотаврової балки-траверси, що передає від нього на дослідну балку дві однакові симетрично розташовані відносно середньої опори на відстані 700 мм зосереджені сили, що контролюються динамометрами (рис. 3).

Завантаження дослідних зразків відбувалось ступенями, значення яких приблизно становили 5% від руйнівного навантаження. На кожному ступені навантаження витримувалось 5-10 хв, на протязі яких знімали покази по приладах, робили візуальний огляд балки, фіксували характер і розвиток утворення тріщин

В процесі досліджень прогини балок вимірювали за допомогою прогиномірів 6ПАО з ціною поділки 0,01 мм, які розміщувалися під зосередженими силами. Середні деформації крайніх волокон стиснутої та розтягнутої зони бетону вимірювали індикаторами годинникового типу МІГ-1 на базі 100мм з ціною поділки 0,001мм і за допомогою наклеєних тензодатчиків на базі 50 мм ланцюжками через 20 мм, які розміщувались під зосередженими силами та над центральною опорою (рис. 4). Також відслідковувалась поява та ширина розкриття тріщин в балках за допомогою мікроскопа

виникло по одній незначній нормальній тріщині перед самим руйнуванням балки.

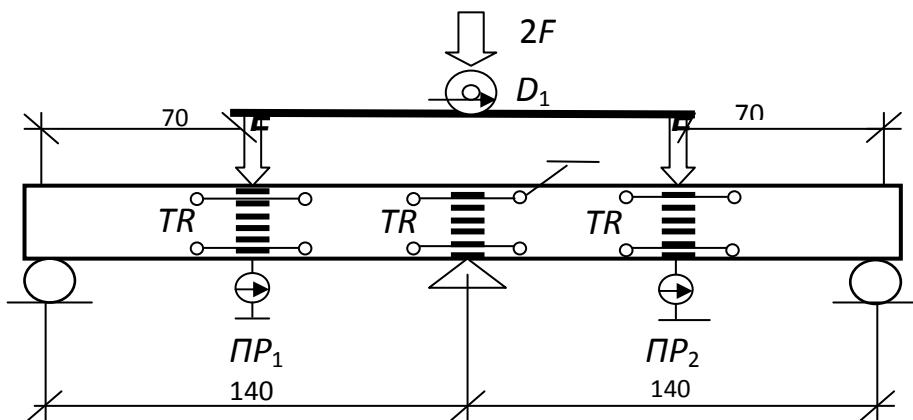


Рис. 4. Схема розташування вимірювальних приладів: D – динамометри; TR – тензорезистори; $ПР$ – прогиноміри $ІН$ – індикатори

Результати експериментальних досліджень. Несуча здатність випробуваних балок становила: 1СФБ-1 $F_u = 9$ кН, 1СФБ-2 $F_u = 6$ кН, 1ЗБ-1 $F_u = 27$ кН, 1ЗБ-2 $F_u = 26$ кН, 1СФЗБ-1 $F_u = 26,5$ кН, 1СФЗБ-2 $F_u = 26$ кН.

Балка 1ЗБ-1 зруйнувалася внаслідок досягнення арматурою і бетоном граничних деформацій в похилих перерізах. На першій стадії навантаження спостерігалось утворення декількох незначних нормальних тріщин над середньою опорою, також розвиток цих тріщин і утворення нових в прольотах під навантаженням. При навантаженні $F = 13$ кН стали утворюватися і інтенсивно розвиватися похилі тріщини з обох сторін середньої опори. Ширина їх розкриття становила $0,15$ мм при $F = 10$ кН та $0,5$ мм при $F = 20$ кН. Нормальні тріщини фактично перестали розвиватись після утворення похилих. Руйнування балки відбувалось різко, по критичній похилій тріщині, з викришуванням бетону. Прогини розвивались плавно і становили $0,735$ і $0,798$ мм (рис. 5)

Балка 1СФЗБ-1 зруйнувалася по нормальних перерізах, внаслідок досягнення арматурою та СФБ граничних деформацій в нормальних перерізах над опорою і під зосередженими силами. Перші тріщини стали з'являтися як і в ЗБ-1 на перших стадіях випробовування при $F = 4$ кН в нормальних перерізах, але розташовувалися вони значно частіше та нібито переплітались між собою, і інтенсивно розвивали до самого руйнування балки. Ширина їх розкриття становила $0,15$ мм при $F = 10$ кН та $0,4$ мм при

$F = 20$ кН. Похилі тріщини стали з'являтися при навантаженні $F = 20$ кН, однак ширина їх розкриття була незначною. Прогини становили 0,682 і 0,712 см у лівому і правому прольотах відповідно (рис. 5). Балка 1СФЗБ-1 зруйнувалась аналогічно, однак при її випробуванні спостерігалось дещо менше похилих тріщин .

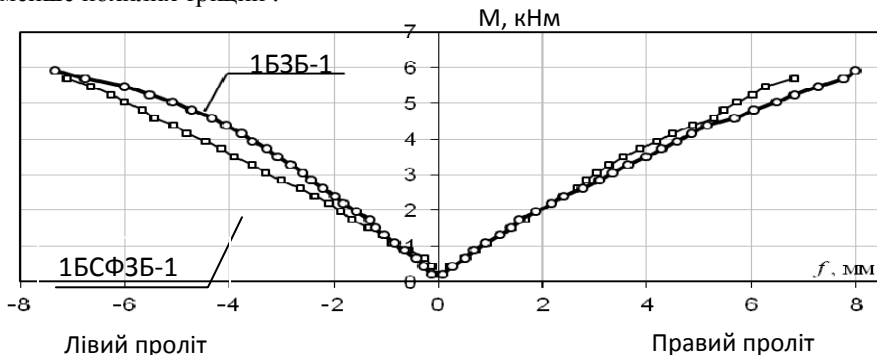


Рис. 5 Графіки залежності між діючими згинальними моментами в прольотах та прогинами для ЗБ і СФЗБ балок

Висновки:

1. Армування сталевими фібрами несуттєво впливає на несучу здатність балок, так як головні розтягувальні зусилля сприймає повздовжня арматура.
2. В сталевіброзалізобетонних балках похилих тріщин виникає менше і розвиваються вони не так інтенсивно, як в ЗБ балках, так як фібри сприймають поперечні зусилля.
3. За однакової витрати сталі на армування балок за показниками тріщиностійкості і жорсткості перевагу слід надавати комбіновано армованим балкам.

1. Бабич В.С., Напружено деформований стан і міцність нерозрізних залізобетонних балок при одноразових та повторних навантаженнях/ Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук. – Рівне: НУВГП, 2004. –210 с 2 Бабич В.С. Дослідження напружено-деформованого стану нормальних перерізів нерозрізних залізобетонних балок / Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. - Рівне: Видавництво Рівненського державного технічного університету, 2000. - Випуск 5. - С. 121 – 127. 3. Дробошинець С.Я., Вплив повторних малоциклових навантажень на механічні характеристики сталевібробетону та роботу згинальних елементів на його основі/ Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук. – Луцьк: ЛНТУ, 2006. – 191 с.

УДК 69.034.92+693.97

**ВИКОРИСТАННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ ДЛЯ ПОКРИТТЯ
ВИРОБНИЧИХ І ГРОМАДСЬКИХ БУДІВЕЛЬ**

**ИСПОЛЬЗОВАНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ДЛЯ
ПОКРЫТИЯ ПРОМЫШЛЕННЫХ И ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ**

**INDUSTRIAL AND CIVIL BUILDINGS COVERS WITH STEEL
STRUCTURES USE**

Романюк В. В., к.т.н., доц., Василенко В. Б., аспірант (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне)

Романюк В. В., к.т.н., доц., Василенко В. Б., аспірант (Национальный университет водного хозяйства и природопользования, г. Ровно)

**Romanyuk V. V., candidate of technical sciences, associate professor,
Vasylenko V. B., postgraduate** (National University of Water Management and Nature Resources Use, Rivne)

Наведено основні типи покриттів виробничих і громадських будівель та розглянуто питання ефективного використання прогонних і безпрогонних рішень

Приведены основные типы покрытий производственных и гражданских зданий и рассмотрены вопросы эффективного использования прогонных и беспрогонных решений

Basic types of industrial and civil building covers have been showed and reviewed matters of efficient girth rail and without girth rail solutions use

Ключові слова:

Покриття, покрівля, ферма, ригель, профнастил, прогон, згин
Покрытие, кровля, ферма, ригель, профнастил, прогон, изгиб
Cover, roofing, truss, girth rail, deck, summer, bend

Покриття виробничих і громадських будівель складається з покрівельних (огороджуючих) конструкцій, несучих елементів (прогонів, ферм) і в'язей, які забезпечують просторову незмінність, жорсткість і стійкість покриття і

окремих його елементів. Вони можуть вирішуватися з використанням прогонів або без них (рис. 1).

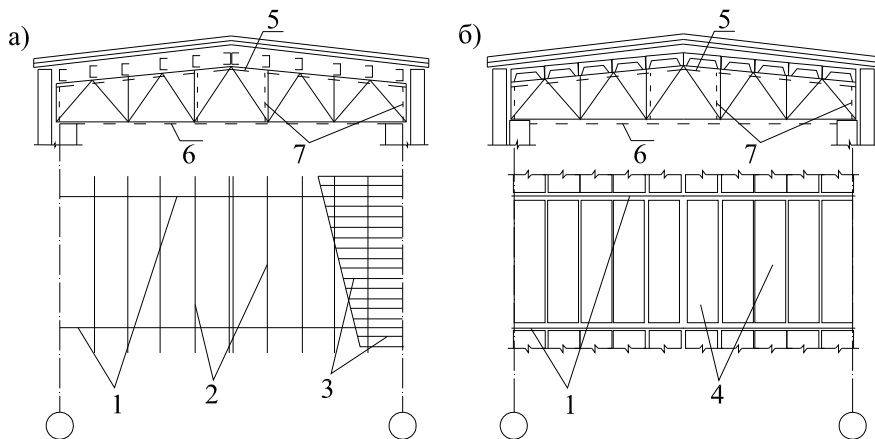


Рис. 1. Схеми покриттів

а – з прогонами; б – без прогонів; 1 – кроквяні ферми; 2 – прогони; 3 – покрівельні плити; 4 – панелі; 5 – в'язі у площині верхніх поясів ферм; 6 – в'язі у площині нижніх поясів ферм; 7 – вертикальні в'язі між фермами

У разі безпрогонного рішення безпосередньо на верхні пояси ригелів укладаються великорозмірні залізобетонні ребристі плити, які виконують функції не тільки несучих, а і огорожуючих конструкцій і створюють жорсткий диск у площини покриття. Довжина плит відповідає кроку ферм, тобто становить 6 або 12 м, а ширина, як правило, 3 м, що збігається з розмірами панелей верхнього поясу у більшості типів ферм.

Для будівель, що опалюються і не опалюються, основним типом ригелів у разі використання залізобетонних плит є ферми з паралельними поясами і ухилом верхнього поясу $i=1,5\%$. У цьому разі покрівля виконується з рулонних або мастикових матеріалів. Сучасні мастикові покрівлі можуть застосовуватись для ухилів до 25%.

Для кроку ферм 12 м використання плит покриття такою самою довжиною є більш доцільним порівняно з варіантом, який передбачає підкрявні ферми і плити довжиною 6 м. У цьому випадку зменшується кількість ферм і плит, що зменшує витрати праці під час монтажу.

Безпрогонні покриття з використанням крупнорозмірних залізобетонних плит, маючи ряд переваг, відрізняються великою масою, що робить важчими розташовані нижче конструкції – ригелі, колони, фундаменти.

Альтернативою використання таких конструкцій у сучасному будівництві є застосування легких металевих покрівельних настилів на основі профільованих листів. Профільовані сталі настили використовують у прогонному і безпрогонному покриттях. У першому випадку покриття виконують у вигляді пошарового збирання, у другому – профільований сталевий лист суміщає функції несучого і огорожуючого елемента в дво- або тришарових панелях.

У холодних покрівлях легкі настили зі сталевих, алюмінієвих і азбоцементних листів вкладають на прогони. Для профільованих сталевих настилів крок прогонів може бути 3 м і більше, оскільки несуча здатність листів забезпечується вибором відповідних параметрів залежно від прийнятої розрахункової схеми – розрізної або нерозрізної.

Теплі покрівлі у будівлях, що опалюються, зі сталевих профільованих настилу влаштовують аналогічно безпрогонним. Як утеплювачі використовують високоєфективні теплоізоляційні матеріали на полімерній основі, які мають високі теплотехнічні властивості і невелику густину, що знижує навантаження на покриття.

До прогонів і інших несучих конструкцій сталений настил кріплять самонарізними болтами, а листи з'єднують між собою комбінованими заклепками. Використання настилів різної висоти в межах одного покриття не рекомендується.

Прогони в покриттях з профільованих або плоских покрівельних настилів розміщують з кроком 3 м з обпиранням у вузлах ригелів рам, кров'яних і ліхтарних ферм. В окремих випадках у разі великих місцевих снігових навантажень в місцях перепаду профілю покриття приймають крок прогонів 1,5 м, що вимагає встановлення у фермах додаткових шпренгелів. У фермах, в яких передбачена робота верхніх поясів на позакентровий стиск, прогони розміщують поза вузлами.

Для кроку ферм покриття 6 м прогони проектують суцільного перерізу з прокатних і гнутих швелерів, С- і Z-подібного профілів. Їх виготовляють за розрізною і нерозрізною схемами.

У разі використання нерозрізних прогонів витрати сталі є меншими, але для спрощення монтажу частіше використовують розрізні прогони. Для великих навантажень використовують спарені швелери або двотаври (рис. 2). Прогони кріплять до поясів ферм коротишами з кутиків, планками, гнутими листами (рис. 3).

Для кроку 12 м використовують наскрізні прогони у вигляді ферм зі стиснуто-зігнутих верхнім поясом із двох гарячекатаних чи гнутих швелерів,

між якими без фасонки кріплять елементи решітки швелерного профілю (рис. 4).

Наскрізні прогони кріплять до верхніх поясів кроквяних конструкцій болтами.

Недоліком решітчастих прогонів є велика кількість елементів і вузлових деталей і пов'язана з цим велика трудомісткість їх виготовлення. Тому найбільш раціональним є трипанельний прогон, який приймається як типовий. Верхній пояс цього прогону складається з двох швелерів, елементи решітки – з одного гнутого швелера.

Розкоси кріпляться до верхнього поясу дуговим або контактним зварюванням. Таке рішення суттєво спрощує виготовлення і забезпечує достатню жорсткість.

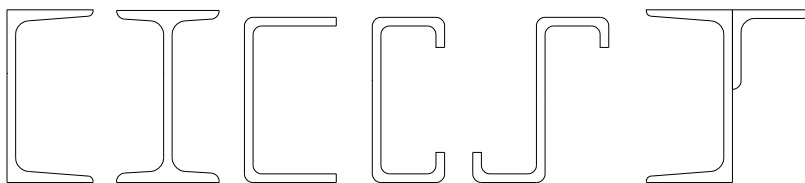


Рис. 2. Типи перерізів суцільних прогонів

Решітчасті прогони представляють собою ферми, тому за наявності у вузлах шарнірів елементи ферми сприймають лише осьові зусилля. Це припущення справедливе для ферм виготовлених з кутиків і таврів, а також труб, двотаврів і замкнених профілів для співвідношення діаметру поясу до довжини панелі 1/10.

Для більшого співвідношення розподіл внутрішніх зусиль між елементами ферм варто визначати з урахуванням жорсткості вузлів і враховувати при цьому згинаючі моменти.

В легких будівлях також використовують стержневі прогони, в яких елементи решітки і нижній пояс можуть виготовлятися з круглих стержнів або одиночних кутиків.

Решітчасті прогони розраховують як ферми з нерозрізним верхнім поясом, який працює на стиск зі згином в одній площині, якщо відсутня складова навантаження у площині покриття, або в двох площинах, а в інших елементах виникають лише поздовжні зусилля.

Суцільні і наскрізні прогони, що використовуються у покрівлях з ухилом, сприймають навантаження у перпендикулярному і паралельному до ухилу напрямках. Внаслідок малої жорсткості перерізу в напрямку ухилу прогони

розкріплюють тяжами з круглої сталі діаметром 16...22 мм, які зменшують їх розрахункові прольоти у площині ухилу. Тяжі ставлять між всіма прогонами в один ряд по середині, якщо крок ферм покриття 6 м, і в два ряди через однакові відстані, якщо крок більший або наявні куті ухили.

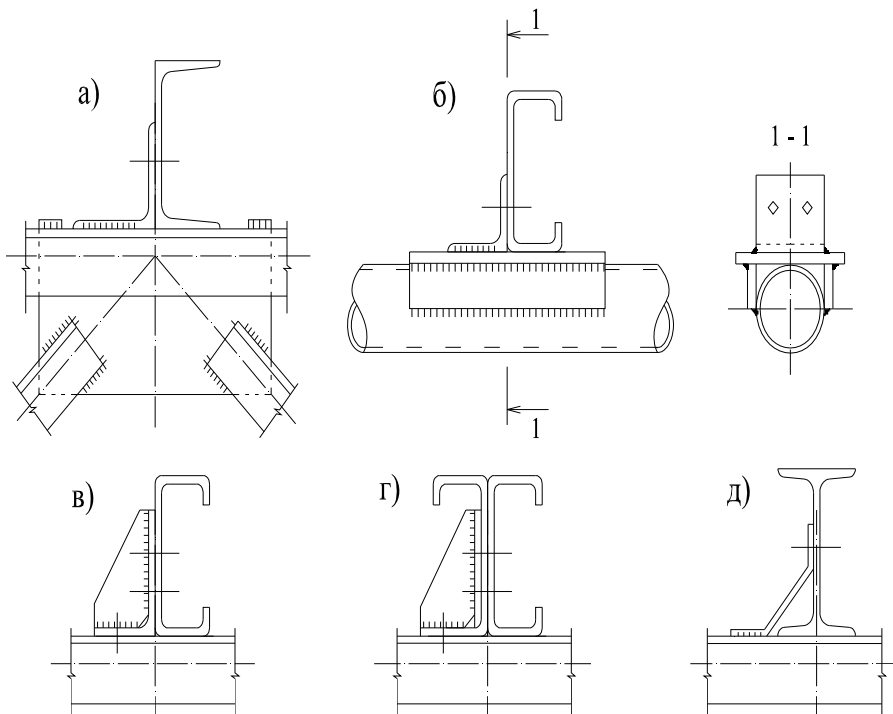


Рис. 3. Кріплення прогонів до ригелів

а, б – коротышами з кутиків; в, г – планками; д – гнутим листом

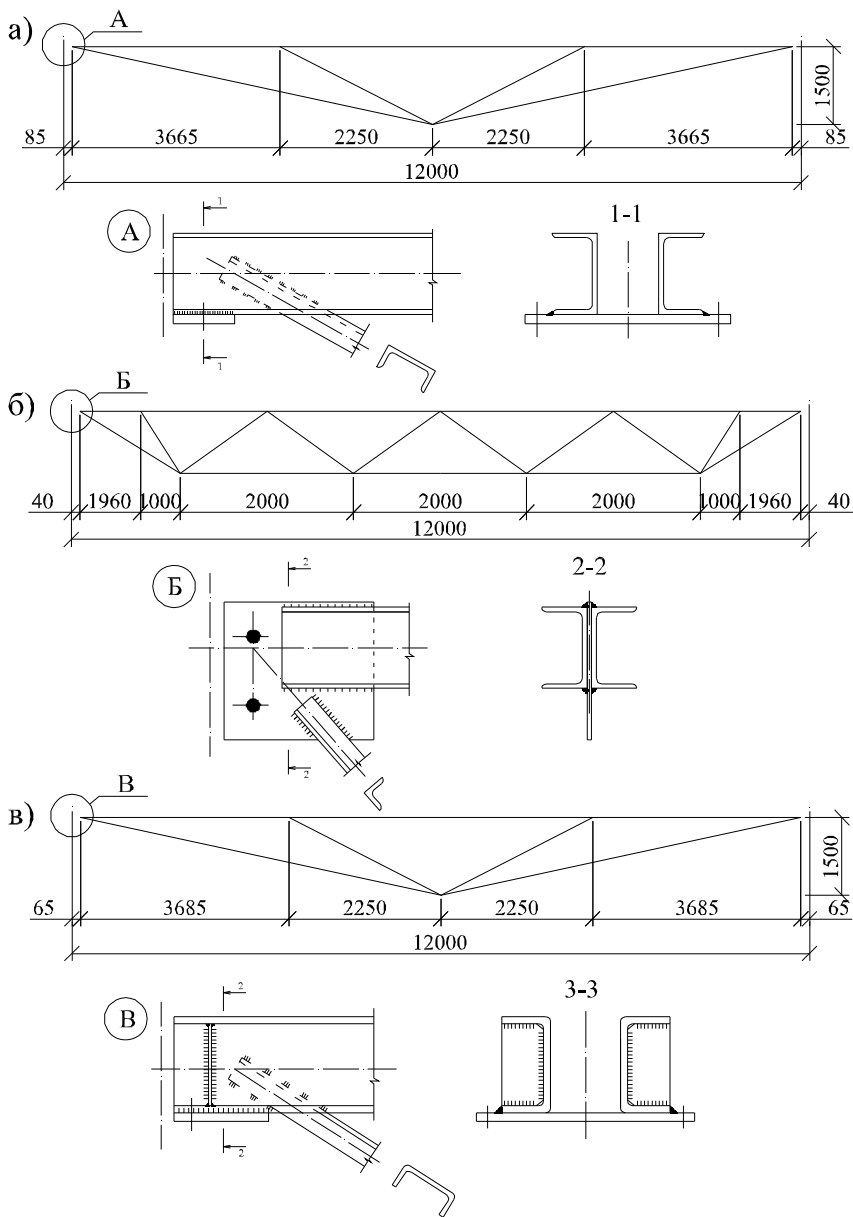


Рис. 4. Решітчасті прогони
а, б – з прокатних швелерів; в – з гнутих профілів

У загальному випадку, прогони, які розміщені на схилі покрівлі, працюють на згин у двох площинах, тобто виникає косий згин (рис. 5).

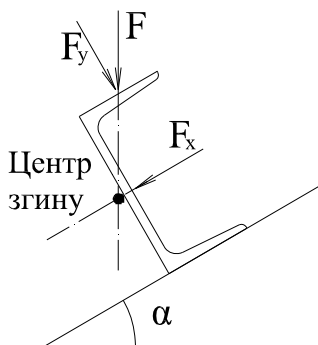


Рис. 5. Схема роботи прогону

Вертикальне навантаження F передається на прогон у вигляді складових F_x і F_y , перша з яких легко сприймається прогоном, а друга, за відносно малого моменту опору перерізу відносно осі $u-u$, викликає втрату його несучої здатності. Окрім того, оскільки покриття опирається на верхній пояс прогону, то від складової F_x виникає крутний момент M_t . Для того, щоб зрівноважити цей момент, прогони з швелерів потрібно встановлювати стінкою у напрямку схилу. У цьому випадку крутний момент від складової F_x зрівноважується крутним моментом від складової F_y , і дією M_t можна знехтувати.

Враховуючи переваги і недоліки використання суцільних і наскрізних прогонів, доцільним є вивчення можливості застосування для прогонів покриття з ухилами до 25% перфорованих профілів, які за рахунок розвинення перерізу можуть мати необхідну несучу здатність як у вертикальному, так і горизонтальному напрямках.

1. Легкие конструкции стальных каркасов зданий и сооружений / М. М. Сахновский. – К.: Будівельник, 1984. – 160 с.
2. Металлические конструкции. В. 3 т. Т. 2. Конструкции зданий: Учеб. для строит. вузов / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов, Г. И. Белый и др.; Под. ред. В. В. Горева. – 2-е изд., испр. – М.: Высш. шк., 2002. – 528 с.
3. Стальные конструкции производственных зданий: Справочник / А. А. Нилов, В. А. Пермяков, А. Я. Прицкер. – К.: Будівельник, 1986. – 272 с.

УДК 004.4 (07)

**УРАХУВАННЯ ФІЗИЧНОЇ НЕЛІНІЙНОСТІ ПРИ РОЗРАХУНКУ
БАЛКИ МОНОЛІТНОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРИТТЯ**

**УЧЕТ ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ В РАСЧЕТЕ БАЛКИ
МОНОЛИТНОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРЫТИЯ**

**THE CALCULATION OF THE MONOLITHIC RIBBED CEILING BEAM
TAKING INTO ACCOUNT PHYSICAL NON-LINEARITY**

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

**Ротко С.В., к.т.н., доцент, Ужегова О.А., к.т.н., доцент,
Задорожнікова І.В., к.т.н., доцент, Дудченко В.В.** (Луцкий национальный
технический университет, г. Луцк)

**Rotko S.V., candidate of technical sciences, Uzhegova O.A., candidate of
technical sciences, Zadorozhnikova I.V., candidate of technical sciences,
Dudchenko V.V.** (Lutsk National Technical University, Lutsk)

**Досліджується вплив нелінійних властивостей бетону та арматури на
напружено-деформований стан другорядної балки монолітного
перекриття при розрахунку в ПК ЛІРА.**

**Исследуется влияние нелинейных свойств бетона и арматуры на
напряженно-деформируемое состояние второстепенной балки
монолитного перекрытия при расчете в ПК ЛІРА.**

**The influence of nonlinear properties of concrete and armature is researched
on the stress-strain state of secondary beam of the monolithic ceiling at a
calculation in the program complex LIRA.**

Ключові слова:

Нелінійний розрахунок, деформації, напруження, кроковий метод.
Нелинейный расчет, деформации, напряжения, шаговый метод.

Nonlinear calculation, deformations, tensions, foot-pace method.

Стан питання і задачі дослідження. Розрахунок залізобетонних конструкцій для інженерів-проектувальників на сьогодні залишається надзвичайно актуальним із точки зору урахування нелінійних властивостей матеріалів. Характерною особливістю таких досліджень є бажання прослідкувати поведінку конструкції на всьому етапі навантаження, починаючи від невеликих навантажень, коли роботу матеріалу можна вважати іще лінійною, включаючи стадію експлуатації, коли вплив нелінійних деформацій уже істотний, і закінчуючи стадією, що передуює руйнуванню.

Основним завданням дослідження було дослідити монолітну залізобетонну плиту перекриття у фізично нелінійній постановці за допомогою ПК ЛПА та виконати аналіз отриманих результатів при лінійному і нелінійному розрахунках.

Основна частина. У процесі навантаження у залізобетонних конструкціях спостерігається розвиток нелінійних деформацій, які суттєво впливають на характер розподілу зусиль в елементах конструкції. Спершу в розтягнутих зонах розвиваються нелінійні деформації та утворюються тріщини, потім нелінійні деформації розвиваються у розтягнутій арматурі, у стиснутих зонах бетону, а перед руйнуванням – і у стиснутій арматурі. Адже бетон має реологічні властивості, що призводить до зміни напружено-деформованого стану у часі [1].

Моделювання процесу нелінійного деформування для нелінійних задач здійснюється кроковим методом за параметрами навантаження і часу. Вибір величини кроку за часом і за навантаженням здійснюється, виходячи з необхідності дотримання умов збіжності, як ітераційного процесу розв'язання систем нелінійних рівнянь, так і отримуваних результатів. При цьому значення за часом і за навантаженням суттєво залежать від механічних характеристик матеріалу (параметрів кривих пружнопластичного деформування і повзучості) та характеру зміни зовнішнього навантаження. Правильний вибір кроку за часом і навантаженням суттєво впливає на точність отримуваних результатів, тому проведення відповідних досліджень збіжності є важливим етапом розв'язання задачі [2].

Розрахунок другорядної балки монолітного ребристого перекриття виконували у лінійній і нелінійній постановках. Конструктивні характеристики балки приймали такими:

✓ переріз – тавровий: $h=500\text{мм}$, $b=250\text{мм}$, $b_f=2000\text{мм}$, $h_f=70\text{мм}$;

- ✓ довжина другорядної балки – 18 м;
- ✓ крок головних балок – 6 м;
- ✓ арматура класу А400: $R_s = R_{sc} = 365$ МПа, $R_{s,ser} = 390$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа;
- ✓ клас бетону В20: $R_b = 11,5$ МПа, $R_{bt} = 0,9$ МПа, $R_{b,ser} = 15$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,4$ МПа, $E_b = 2,7 \cdot 10^4$ МПа.

Навантаження на другорядну балку збирали з її вантажної площі, ширина якої дорівнювала кроку другорядних балок. Розрахункове навантаження склало 25,47 кН/м (розглядалося лише одне завантаження, куди увійшло постійне навантаження від конструкції перекриття і квазіпостійне – від обладнання). Під час лінійного розрахунку були отримані зусилля в елементах балки (рис.1), які у подальшому порівнювали із відповідними зусиллями, отриманими із нелінійного розрахунку (див. табл.1).

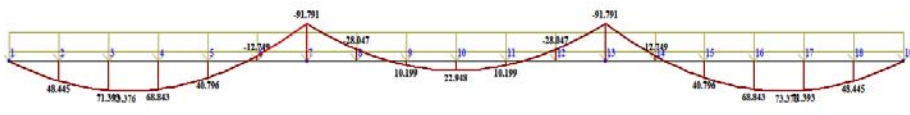


Рис. 1. Епюри згинальних моментів при лінійному розрахунку балки

При генеруванні розрахункової схеми для лінійно-пружного розрахунку задавали однакові жорсткісні характеристики для усіх скінченних елементів балки. Для нелінійного розрахунку жорсткісні характеристики були різними – відповідно до армування, отриманого із лінійного розрахунку у програмі ЛІР-АРМ (див. рис. 2-4).

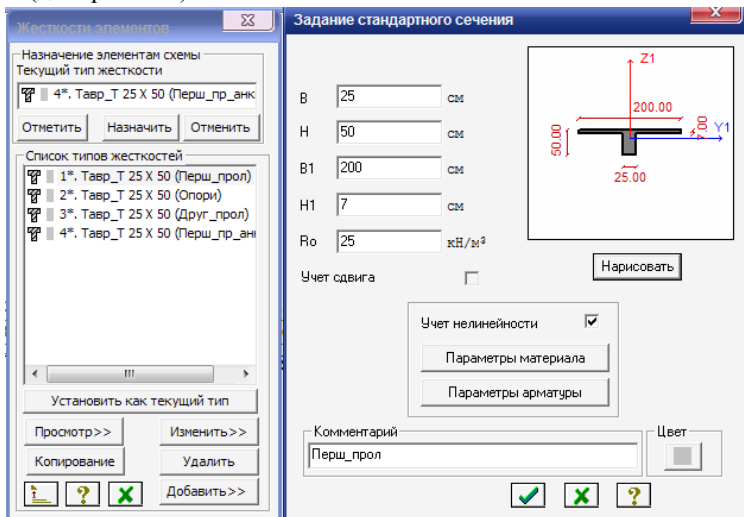


Рис. 2. Діалогові вікна для призначення жорсткісних характеристик

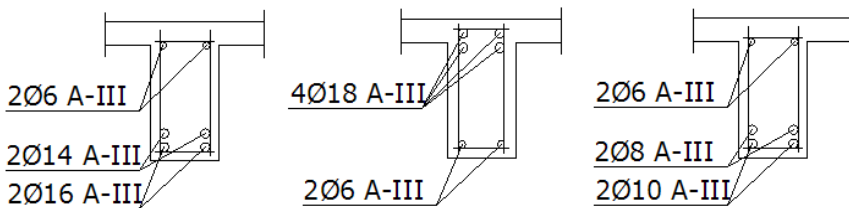


Рис. 3. Армування балки у першому прольоті, над опорами та у середньому прольоті за результатами лінійного розрахунку та конструювання у програмі ЛІР-АРМ

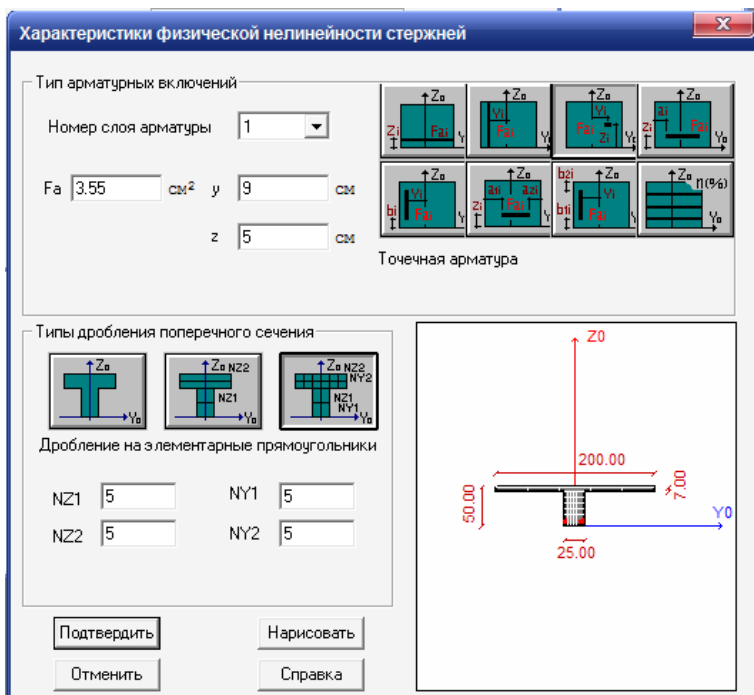


Рис. 4. Діалогове вікно для задання характеристик фізичної нелінійності стержнів

Для урахування фізичної нелінійності матеріалів задавали закони нелінійного деформування для бетону (основний матеріал – рис. 5) та арматури (армуючий матеріал – рис. 6).

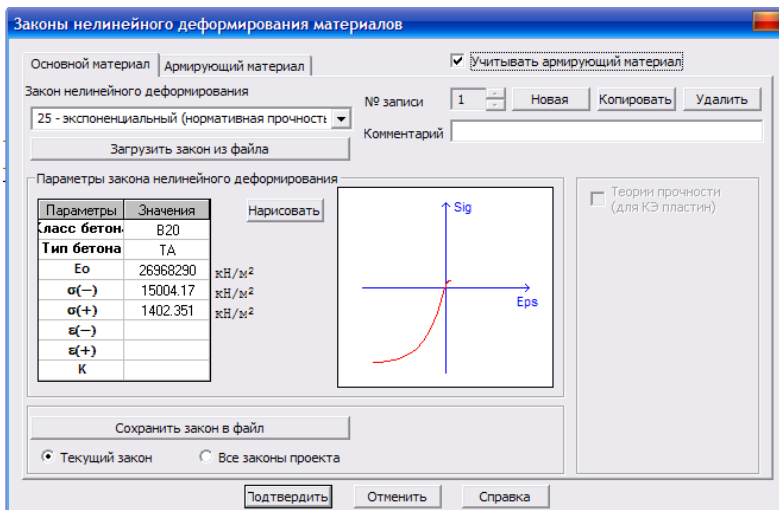


Рис. 5. Залежність між напруженнями та деформаціями для бетону

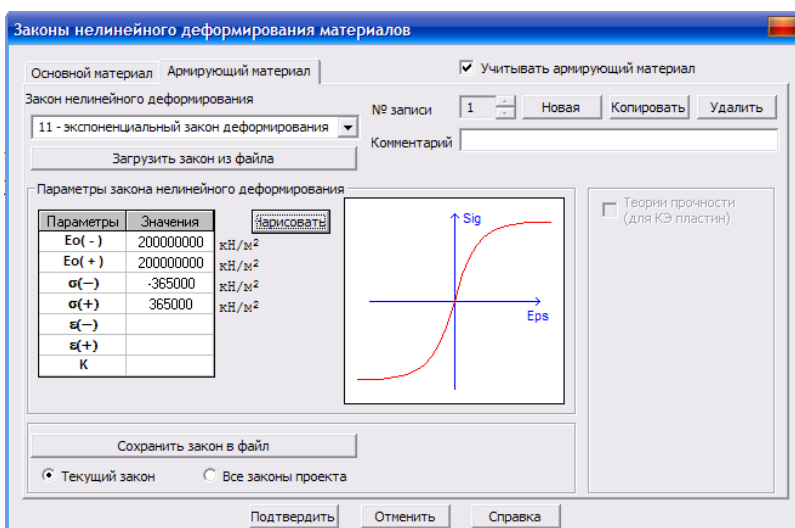


Рис. 6. Залежність між напруженнями та деформаціями для арматури

Для нелінійного розрахунку кроковим методом моделювали процес поступового збільшення навантаження (рис. 7), починаючи від нульового і наближаючись до навантаження, що передувє руйнуванню, задавали кількість кроків навантаження (у нашому випадку їх 15) і значення коефіцієнтів до

навантажень по кроках. Для розрахунку використовували простий кроковий метод [3]. У цьому випадку на кожному кроці розв'язується лінеаризована задача, і у припущенні, що цей розв'язок є досить точним, реалізується перехід до наступного кроку навантаження. Практично, ця процедура відповідає найпростішому способу розв'язування системи диференціальних рівнянь.

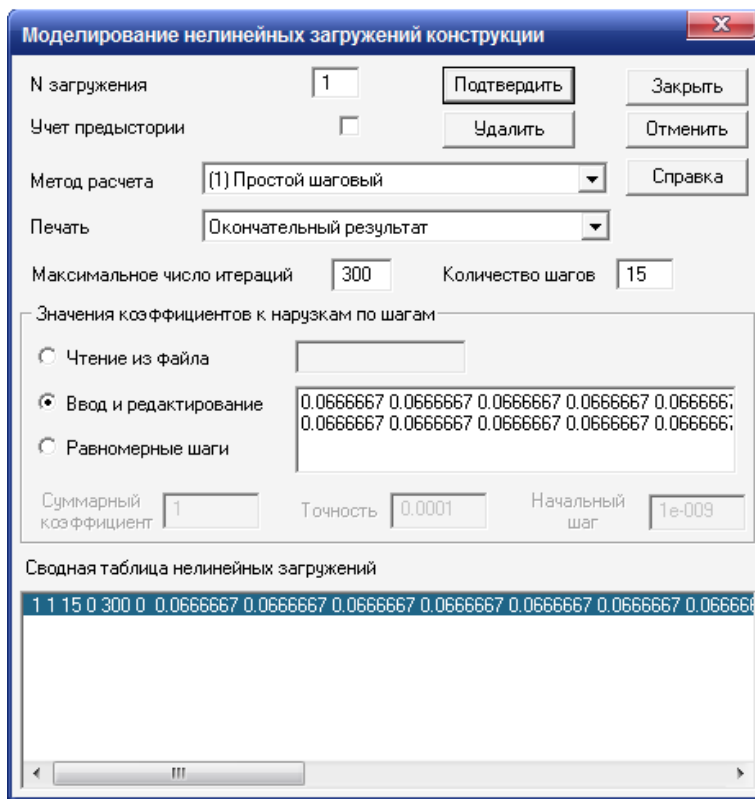


Рис. 7. Моделювання нелінійного завантаження конструкції

У процесі нелінійного розрахунку відслідковували зміни напружено-деформованого стану балки, що відбувалися на кожному наступному кроці завантаження.

У табл. 1 наведено основні параметри напружено-деформованого стану конструкції: момент першого (M_{1np}) прольоту, момент над опорами (M_{on}), момент середнього прольоту (M_{2np}) і прогин у крайніх прольотах (f).

Таблиця 1

Результати лінійного та нелінійного розрахунків балки

Параметри НДС	Лінійний розрахунок, q=25,47кН/м	Нелінійний розрахунок при		
		q=22,64 кН/м	q=25,47 кН/м	q=28,3 кН/м
M_{1np} (кНм)	71,39	65,7	73,8	81,9
M_{on} (кНм)	-91,79	-79,9	-90,2	-100,7
M_{2np} (кНм)	22,95	24,0	26,7	29,2
f (мм)	3,75	6,92	7,46	24,5

Висновки. При навантаженні $q=25,47$ кН/м, близькому до експлуатаційного, параметри НДС балки при лінійно-пружному розрахунку (графа 2, рис. 1 – еюра моментів) відрізняються від параметрів, отриманих при нелінійному розрахунку при тому ж навантаженні (графа 4). Аналіз отриманих результатів показав, що у результаті перерозподілу зусиль:

- ✓ згинальний момент першого прольоту збільшився на 3,3%;
- ✓ згинальний момент на опорах зменшився на 1,7%;
- ✓ згинальний момент другого прольоту збільшився на 14%.

Тобто, відбулось вирівнювання прольотних і опорних моментів, прогин зріс у два рази. На чотирнадцятому кроці, при навантаженні близько 40 кН/м, у перерізах балки на крайніх прольотах утворюються пластичні шарніри, переміщення збільшуються у декілька разів, що може свідчити про руйнування конструкції. У результаті виконаного дослідження було зроблено висновок, наскільки неповною є інформація, отримана на основі лінійно-пружного розрахунку, у порівнянні з інформацією, отриманою на основі комп'ютерного моделювання процесу завантаження конструкції у фізично-нелінійній постановці. Такий розрахунок дозволяє більш детально дослідити напружено - деформований стан конструкцій будівель і споруд та сприяє економічнішому проектуванню їхніх елементів.

1. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. – М.: Госстройиздат, 1962. 2. С. Городецкий, В.С. Шмуклер, А.В. Бондарев. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций. – К.-Х.: НТУ «ХПИ», 2003. 3. Верюжский Ю.В., Колчунов В.И., Барабаш М.С., Гензерский Ю.В. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций. Курсовое проектирование. – К.: Кн. Изд-во Национального авиационного университета, 2006. 4. Дорофеев В.С., Ковров А.В., Ковтуненко А.В., Кушнир А.М. Определение напряженно - деформированого состояния железобетонных конструкций с учетом процессов трещинообразования. – Одесская государственная академия строительства и архитектуры, 2010.

УДК 624.011

**ЭНЕРГЕТИЧЕСКИЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ
ДЕРЕВЯННЫХ ПРОГОНОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ БЕЛАРУСИ**

**ЕНЕРГЕТИЧНІ ТА КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ
ПРОГОНІВ У БУДІВНИЦТВІ БІЛОРУСІ**

**FUNDAMENTALS OF ENERGY AND CONSTRUCTIVE SOLUTIONS OF
WOODEN LINTELS IN NATIONAL CONSTRUCTION OF BELARUS**

Семенюк С.Д., д.т.н., проф., Хмельницкий Е.С., аспирант («Белорусско-Российский университет», Могилев, Республика Беларусь)

Семенюк С.Д., д.т.н., проф., Хмельницький Е.С., аспірант (Білорусько-Російський університет, м. Могильов, Республіка Білорусь)

Semenyuk S.D., doctor of technical sciences, professor, Khmel'nitskij E.S. (Belarusian-Russian University, Mogilev, the Republic of Belarus)

В статье рассмотрены типичные для народного строительства конструктивные узлы и элементы конструкций, в которых используется деревянный прогон. Приведено описание конструктивных решений, использовавшихся на территории Республики Беларусь с XIV в. до первой половины XIX в. и рассмотрены возможные варианты энергоэффективных деревянных прогонов.

У статті описані типові для національного будівництва конструктивні вузли та елементи конструкцій, в яких використовуються дерев'яні прогони. Описані проектні рішення, які використовуються на території Республіки Білорусь з XIV ст. до першої половини XIX ст. і розглянуті можливі варіанти для енергоефективних дерев'яних прогонів.

In the article constructive knots typical for national construction and elements of designs in which wooden lintel is used. The description of the relevant constructive decisions used in the territory of modern Republic of Belarus since the beginning of the XIV century to the first half of the XIX century is provided. Considered possible options of energy-saving wooden lintel.

Ключові слова:

Прогон, конструктивное решение, энергоэффективный

Прогон, Конструктивне рішення, енергоефективні

Lintel, constructive solution, energy-saving

Комплексное изучение конструктивно-технологических решений характерных для народного строительства, накопленного многовекового практического опыта строительной техники, а также строительных материалов, использовавшихся на территории Беларуси, является актуальным, вследствие того что основополагающие принципы возведения деревянных строительных конструкций не потеряли актуальности и в современном строительстве [1].

В народном строительстве на территории современной Беларуси основными конструкциями в которых задействовались прогоны были конструкции перекрытий, кровли и стропильные системы. При этом формирование конструктивных особенностей перекрытий теснейшим образом связано с развитием конструкций кровли, так как возводимые жилые и хозяйственные постройки редко поднимались выше одного этажа. Традиционными для Беларуси считаются сводчатые и плоские перекрытия.

Вариант сводчатого перекрытия или потолка в виде арки в своём первоначальном варианте являлся не достаточно рациональным конструктивным решением из-за ряда причин: ненадёжное соединение конструкций крыши и покрытия, значительные нагрузки на конструкции стен в следствии массивности конструктивных элементов, неудовлетворительные условия теплоизоляции, а также малый эксплуатационный срок. В дальнейшем при совершенствовании архитектурно-планировочных решений и эволюционном развитии данных конструкций наблюдается уменьшение поперечных сечений массивных элементов конструкций, в том числе прогонов. Таким образом происходила оптимизация конструктивных решений сводчатых перекрытий, экономия материальных средств и времени на их возведение. Дальнейшая эволюция и разделение данного вида перекрытий на три основных подвида (зеркальный, цилиндрический и лотковый. При этом в конструктивном отношении деревянные своды можно разделить на две группы: рубленые и дощатые [2]. Рублеными делали зеркальные своды, имевшие небольшие поперечные размеры и несложную форму. Их высота не превышала 1,5 метра, они свободно размещались в подстропильном пространстве, не достигая ригеля ферменных конструкций. Данные конструкции выполняли из пластин, а врубки по аналогии с

угловими соединениями стен. Дощатые своды значительно легче по сравнению с рублеными что позволило выполнять более сложные архитектурные формы. Обшивка с помощью кружал подвешивалась к конструктивным элементам крыши. Размеры дощатого свода, так же как и рубленого, сказывались на конструкции крыши. Если выполнялся свод, то всяческие фермы стропильно-ригельной конструкции сохранялись над всем зданием. Если он распределялся по всей ширине, то выполняли наслонные стропила.

Плоские перекрытия выполняли из досок, уложенных по прогонам. В этом случае распространенное размещение прогонов - поперек сооружения, но более старое - вдоль него, что может восприниматься как отражение рубленых конструкций. Иногда оба конструктивных решения соединялись - второстепенные прогоны несут настил потолка и поддерживаются снизу главной балкой. Доски потолка укладывали или вплотную, закрывая щели дополнительной доской сверху, или вразбежку, когда в нижнем ряду доски клали с небольшими промежутками, перекрывавшимися сверху досками второго ряда. Второй вариант устройства потолка мог иметь такое решение - нижний ряд досок на всю их толщину врезали в верхний пояс балки. В связи с большой стоимостью пиленых лесоматериалов и сложностью их изготовления получили распространение потолки из коротких досок. К нижнему поясу прогонов по бокам прибавляли бруски, на которые укладывали доски.

Также деревянное зодчество Беларуси характеризуется разнообразием конструктивных решений, форм, размеров и типов крыш. В зависимости от конструктивного решения можно выделить два основных типа крыш, характерных для народного строительства, это рубленые и каркасные кровли. При этом для рубленых кровель характерно использование цельных бревен, а не деревянных прямоугольных прогонов. Также использование рубленых кровель для жилых и хозяйственных построек является типичным скорее для русского народного зодчества, а не для белорусского [3].

Каркасные кровли (рис. 1) получили развитие из широко применявшихся в народном строительстве кровель на сохах, стоящих на земле по осям здания. При использовании сох на стены передавалась лишь половина нагрузки от кровли. Причем распорные усилия в стенах не возникали, поскольку жерди-ключи свободно опирались на верхнем венце и не крепились к нему [4]. Развитие этой конструкции в дальнейшем определялось не только стремлением к ее совершенствованию, но и возростающим дефицитом ценных пород древесины, необходимых для сох. Поэтому стали шире применять короткие сохи, опирающиеся не на грунт, а на балки и

торцовые стены. Потом их заменили короткие вертикально поставленные бревна-стойки, а также козлы - перекрещивающаяся система брусьев, которые опирались на несущие прогоны и поперечные стены и поддерживали коньковый брус, на который в свою очередь навешивались жерди-ключи.

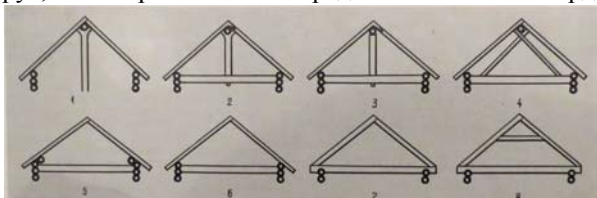


Рис. 1. Конструктивные решения каркасных кровель

1 - на сохах; 2 - на сошках; 3 - на дедках; 4 - на козлах; 5 - на кроквах с закотвиной; 6 - на кроквах (наслонные стропила); 7- стропильно-балочная ферма, 8 - стропильно-ригельная ферма

К XV—XVI вв. в монументальных зданиях Беларуси (замки, храмы) появилась потребность в установке пролетов до 12 метров и соответственно стали применяться крыши решетчатой конструкции. Фермы, составлявшие конструкцию одной крыши, были двух типов - полные и пустые. Основные конструктивные отличия заключались в том, что полная решетчатая ферма помимо ригелей и подкосов обязательно имела осевой столб, соединявший их и опиравшийся на центральный прогон. Пустые и полные фермы устанавливались поочередно. Подобные конструкции весьма многообразны, что свидетельствует о поисках плотниками рациональных и энергетически экономичных конструктивных решений. Результатом таких поисков, с одной стороны, решетчатых конструкций, а с другой - закономерного эволюционного развития в народном строительстве конструкций каркасных крыш стали стропильные крыши, которые в зависимости от устройства стропил разделились на два типа: наслонные и висячие.

Наслонные стропила народными строителями применялись в основном в зданиях с небольшими (до 8 метров) пролетами. Их всегда устанавливали парами, соединяя в коньке врубкой и тэблем, а несколько выше середины - горизонтальным элементом (поясом). В единую конструкцию кроквы объединялись латами, которые привязывали лозой или прибивали тэблями, гвоздями. В хозяйственных постройках, возводившихся в усадьбах и имевших большие пролеты (гумна, сеницы), нижние концы стропил опирались на стены. Для предотвращения их прогиба внутри сооружения ставили два ряда опор. Они объединялись в продольном направлении

прогонами, а в поперечном - ригелями и системой подкосов. Подобное решение уже позволяло перекрывать пролеты в 14 метров и более [5].

Висячие стропила, в которых силы распора гасились полностью, имели большее распространение в монументальной архитектуре. В памятниках белорусского зодчества можно выделить следующие их типы: стропильно-балочные фермы, стропильно-ригельные фермы, стропила на прогонах, стропила с подвесной бабкой.

Стропильно-балочная ферма - простейший вид висячих стропил. Состоит из стропильных ног, опирающихся на балку. Применялась при небольших пролетах - до 6 м. Традиционным не только в стропильно-балочных, но и в других типах ферм являлось соединение стропил в коньковом узле на прорезной шип с колышком или в простую накладку, а стропил с затяжкой - на потайной шип.

Стропильно-ригельные фермы являлись самым распространенным конструктивным решением. Они развились из стропильно-балочных ферм путем укрепления их прогоном и применялись при облётах от 5 до 16 метров. Прогон обычно размещался на середине длины стропил или немного выше. Соединения прогона со стропилами чаще всего выполняли накладкой в виде ласточкиного хвоста (так называемый зубец) с укреплением колышком. Стропильно-ригельные фермы делались двух видов - с неподдерживаемым прогоном и с поддерживаемым. Фермы первого вида широко применялись при пролетах в 5-7,5 метров, реже при больших пролетах. В фермах с большим пролетом по верху прогона укладывали один или два бруса, которые объединяли все фермы и вместе с обрешеткой обеспечивали продольную жесткость всей конструкции. Однако в Беларуси основным видом конструкций, поддерживающих прогон и обеспечивавших продольную жесткость крыши, были подстропильные рамы.

Принципиальная конструктивная особенность стропил на прогонах заключается в том, что они опираются непосредственно на прогоны подстропильных рам, а ригели заменены парными схватками. При этом в связи со сложностью ремонтных работ стропила на прогонах с наклонными подстропильными рамами в Беларуси не получили широкого распространения. Следует также отметить, что белорусские плотники не применяли наклонные подстропильные рамы в крышах со стропильно-ригельными фермами, хотя это было вполне возможно.

Стропила с подвесной бабкой (вешаром) - применялись при пролетах более 8 м. К вешару, устанавливавшемуся по оси фермы, подвешивалась затяжка с помощью металлического хомута или врубки внакладку в виде

ласточкиного хвоста. Вешар крепился к ригелям и в коньке крыши к стропилам. Для более жесткой его фиксации применяли короткие верхние подкосы к ригелю или длинные подкосы к стойкам подстропильных рам и нижнем затяжке.

Проанализировав описанные выше конструктивные решения можно сделать вывод, что прогоны являются неотъемлемой частью данных конструкций, а их эволюционное и энерго-экономическое развитие четко прослеживается на фоне развития отрасли народного строительства. Следует отметить что при этом любые варианты ориентированы не только на рациональное применение строительных материалов, но и на эффективное использование имеющихся ресурсов.

Все основополагающие принципы конструктивно-технологических решений являются той основой, которая характеризует не только исторический, но и современный строительный процесс, например обеспечение унификации конструкций и элементов на основании унификации типоразмеров и марок и самих конструкций. При этом расход строительных материалов определяется функциональной и конструктивной целесообразностью. В целом, анализ конструктивно-технологических решений показывает их энергоэкономичность (ориентация на применение местных материалов, использование бытового инструмента, использование транспорта).

Но при этом стоит отметить, что рассмотрение прогона только в качестве энергоэффективного элемента предложенных конструктивных узлов не позволит добиться максимально результата в области минимизации энергозатрат и получении наиболее продуктивного конструктивного решения.

Исследование возможностей уменьшения затрат на производство, а также уменьшение материалоемкости и соответственно стоимости деревянных прогонов, позволяет рассматривать прогон не как цельный элемент, а как отдельный конструктивный узел. Так замена привычного для всех представленных конструктивных схем цельнодеревянного бруса в качестве прогона, на энергоэффективные прогоны (Рисунок 2), при сохранении основных размеров поперечного сечения прогона, позволяет не только уменьшить количество затрачиваемых материалов, но и снизить трудозатраты на монтаж всей конструкции в целом, за счёт снижения общей конструктивной массы элемента. При этом несущая способность самих прогонов остается практически без изменений за счет перераспределения усилий от ядра поперечного сечения прогона.

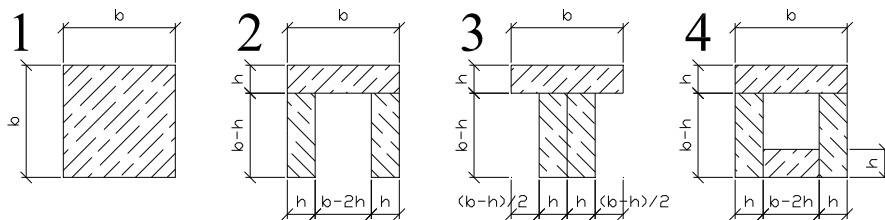


Рис. 2. Конструктивні рішення енергоефективних прогонов

1 – стандартний цільнодерев'яний брус; 2 – П-образний енергоефективний дерев'яний прогон; 3 - Т-образний енергоефективний дерев'яний прогон; 4 – дерев'яний енергоефективний прогон коробчатого сечення

Как следствие, не смотря на то, что производство строительных конструкций во многом основывалось на определенной инерционности, прослеживается неуклонное стремление к рациональным, основанным на эффективном использовании ресурсов, решениям.

Повторение или вариативное использование уже известных и оправдавших себя решений практически гарантировало положительный результат. Достаточно внимательно относится к наработанному опыту. Поэтому комплексное изучение конструктивно-технологических особенностей народного строительства позволит раскрыть комплексный характер народной культуры в целом и синкретическую основу ее проявлений в частности.

1. Хмельницький Е.С. Експонування конструктивно-технологічних рішень в комплексі традиційних народних промыслов в Могилеве / Е.С. Хмельницький // Научно-інформаційний журнал «Архітектура і будівельні науки». – Мінськ : БААРХ. – 2012. – С. 34–36.

2. Сергачёв С.А. Белорусское народное зодчество. – Минск: «Ураджай», 1992 – С. 64.

3. Всеобщая история архитектуры: В 12 т. – Т. 6. Архитектура России, Украины и Белоруссии XIV – первой половины XIX в. Москва : Стройиздат, 1968. - 568 с.

4. Хмельницький, Е.С. Развитие и энергетические основы конструктивных решений стен в народном строительстве Беларуси / Е.С. Хмельницький // Новые материалы, оборудование и технологии в промышленности : материалы международной научно-практической конференции. – Гомель : БелГУТ, 2011. – С. 145-146.

5. Беларускаяе народнае жыллё. Мінськ : Наўка і тэхніка, 1973. - 128 с.

УДК 624.12.5

**ВИЗНАЧЕННЯ ВІДНОСНОЇ ВИСОТИ СТИСНУТОЇ ЗОНИ
СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ**

**ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОТНОСИТЕЛЬНОЙ ВИСОТЫ СЖАТОЙ ЗОНЫ
СТАЛЕФИБРОБЕТОНА**

**INVESTIGATION RELATIVE HEIGHT COMPRESSED ZONE OF FIBRE
REINFORCED CONCRETE**

**Сунак П.О., к.т.н., доц., Сунак О.П., к.т.н., доц., Шостак А.В. д.т.н., доц.,
Синій С.В. , к.т.н., доц., (Луцький національний технічний університет)**

**Сунак П.О., к.т.н., доц., Сунак О.П., к.т.н., доц., Шостак А.В. д.т.н., доц.,
Синий С.В. , к.т.н., доц., (Луцкий национальный технический университет)**

**Sunak P.O., Ph.D. in Engineering, Associate Proffessor, Sunak O.P., Ph.D. in
Engineering, Associate Professor, Shostak A.V., Doctor of Engineering,
Associate Proffessor, Siniy S.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor,
(Lutsk National Technical University)**

**Проаналізовано залежності деформацій в арматурі від відносної висоти
стиснутої зони сталевібробетону і отримано формулу для визначення
граничної висоти стиснутої зони сталевібробетону, при якій напруження
в арматурі досягають межі текучості.**

**Проанализировано зависимости деформаций в арматуре от
относительной высоты сжатой зоны сталефибробетона и получено
формулу для определения граничной высоты сжатой зоны
сталефибробетона, при которой напряжения в арматуре достигают
границы текучести.**

**Analyzed according to strain in the fixture on the relative height of the
compressed zone of fibre reinforced concrete and returned the decision to
determine the maximum height of the compressed zone of fibre reinforced
concrete in which the tension in the fixture reaches the yield point.**

Ключові слова:

Сталевібробетон, бетон, напруження, висота.

Сталефібробетон, бетон, напруження, висота.
Fibre reinforced concrete, concrete, tension, height.

Як відомо, основним недоліком найпоширенішого будівельного матеріалу – бетону різних видів та модифікацій є його низька міцність на розтяг, і як результат низька тріщиностійкість.

Покращити експлуатаційні властивості бетону можна за рахунок армування бетону хаотично розташованими короткими відрізками сталевго дроту. Отриманий таким чином матеріал називають сталефібробетоном.

Отже, сталефібробетон – це композитний матеріал, що складається з матриці та хаотично розташованих в ній коротких відрізків сталевго дроту – фібр.

Як матрицю найчастіше використовують дрібнозернистий бетон, який у порівнянні з іншими бетонами є більш однорідним матеріалом. Сталеві фібри можуть виготовлятися з маловуглецевого дроту періодичного профілю або гладенького діаметром від 0,3 до 2 мм, сталевї стрічки тощо. Для виготовлення сталефібробетонних конструкцій поряд зі спеціальною фібровою арматурою можна використовувати відпрацьовані канати і троси, відходи від обробки на металорізальних верстатах та інші волокна. Відношення довжини фібри до її діаметра приймають в межах 70...150.

Ідея про підсилення бетону рівномірно розподіленими по об'єму сталевими відрізками виникла понад 100 років тому. У 1874 році Д.Берард отримав перший патент в цій області. Першим дослідником властивостей сталефібробетону був російський інженер В.П.Некрасов. На початку ХХ століття він виготовив перші сталефібробетонні конструкції і зробив ряд експериментально-теоретичних висновків. Але ці роботи за деяких обставин не отримали подальшого розвитку. Лише у 70-их роках ХХ століття дослідження Д.П.Ромуальді, Г.Б.Батсона і Д.А.Манделя знову привернули увагу вчених до сталефібробетону, що було поштовхом для нових досліджень.

Сталефібробетон можна віднести до матричних сумішей з нерегульованим хаотичним розподілом сталевих фібр.

Суттєва перевага композитного матеріалу – його висока питома міцність на одиницю маси. При цьому складові матеріалу, як правило, мають нижчі міцнісні і деформативні властивості, ніж кінцевий продукт – композит.

Сталефібробетон, як показують численні дослідження, має ряд переваг над бетоном, а частково і залізобетоном – підвищену міцність на розтяг, вищу тріщиностійкість, більшу витривалість проти ударних та вібраційних

навантажень, підвищену морозостійкість, стійкість на стирання та дію підвищених температур тощо.

Підвищена тріщиностійкість і міцність сталевібробетону на розтяг у порівнянні зі звичайним бетоном дозволяє використовувати його в елементах залізобетонних конструкцій, що працюють на розтяг і згин. Але при значних прольотах і навантаженнях розтягувальні зусилля в конструкціях зростають і дисперсне армування не може повністю забезпечити експлуатаційну міцність конструкції. За таких умов роботи конструкцій доцільно поєднати фіброве та стержньове армування, тобто застосувати комбіноване армування. Такі конструкції прийнято називати комбіновано армованими сталевібробетонними конструкціями. Як відомо, коли граничний стан при розрахунку за нормальними перерізами супроводжується руйнуванням бетону стиснутої зони, бетон досягає своїх граничних міцнісних і деформативних характеристик, які визначаються діаграмою $\sigma - \epsilon$ бетону.

На сьогодні відомо, що сталевібробетон є пружнопластичним матеріалом, епюра напружень в стиснутій зоні сталевібробетонного елемента перед руйнуванням криволінійна і за характером подібна до епюри напружень в стиснутій зоні залізобетонних балок.

В рекомендаціях [3] пропонується виконувати розрахунок сталевібробетонних комбіновано армованих елементів, що працюють на згинання, на основі СНиП 2.03.01.84 та СНиП 2.03.03-85, тобто подібно до розрахунку залізобетонних конструкцій з тією різницею, що в розтягнутій зоні враховується робота сталевібробетону. Епюри напружень в стиснутій і розтягнутій зонах мають прямокутні форми. Несуча здатність нормального перерізу вважається втраченою, якщо деформації крайових стиснутих волокон сталевібробетону або розтягнутої стержневої арматури (або сталевібробетону і арматури одночасно) досягають граничних значень; при цьому повністю використовується міцність сталевих фібр, які не втратили зчеплення з бетоном матриці.

Для розрахунку комбіновано армованих сталевібробетонних елементів необхідно знати граничну висоту стиснутої зони сталевібробетонного перерізу $\xi_{R,fb}$. Тому необхідне уточнення залежності граничної висоти стиснутої зони сталевібробетонного перерізу від граничних деформацій стискання.

Досліди багатьох авторів показали, що при розрахунках міцності згинальних комбіновано армованих сталевібробетонних елементів співвідношення між граничною відносною висотою стиснутої зони $\xi_{R,fb}$ і

граничними деформаціями ε_{sfbu} може бути прийнято таким же як у залізобетонному перерізі.

Деформації в арматурі в сталевібробетонному елементі визначають за формулою

$$\varepsilon_s = k_u \varepsilon_b \left(\frac{1}{\xi_{sfb}} - 1 \right), \quad (1)$$

де k_u – коефіцієнт, який враховує підвищену стискуваність сталевібробетону.

Використання прямокутної епюри нормальних напружень в стиснутій зоні сталевібробетону призводить до того, що значення деформацій і напружень у поздовжній арматурі будуть рівними нулю при деякій висоті стиснутої зони $x_{0,sfb}$ меншій за $h_{0,sfb}$, тобто при відносній висоті меншій за

(1) (рис.1). Для того щоб врахувати цю обставину у залежності (1) замість

$\left(\frac{1}{\xi_{sfb}} - 1 \right)$ треба написати $\left(\frac{\xi_{0,sfb}}{\xi_{sfb}} - 1 \right)$, звідки можна отримати

співвідношення для визначення відносних деформацій в арматурі

$$\varepsilon_s = k_u \varepsilon_{bu} \left(\frac{\xi_{0,sfb}}{\xi_{sfb}} - 1 \right), \quad (2)$$

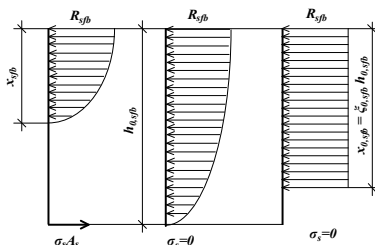


Рис.1. Епюри напружень в стиснутій зоні сталевібробетону

Тоді, при $\xi_{sfb} = \xi_{0,sfb}$ деформації ε_s і напруження σ_s у поздовжній арматурі дорівнюватимуть нулю. При $\xi_{sfb} > \xi_{0,sfb}$ значення ε_s , виходячи з (2), стає від'ємним, що відповідає деформаціям вкорочення, тобто у цьому випадку весь переріз стає стиснутим.

При рівномірному стисканні деформації вкорочення арматури повинні бути рівними граничним деформаціям сталевібробетону при стисканні $k_u \varepsilon_{bu,1}$. Однак слід врахувати, що крайові деформації сталевібробетону при

знакозмінній епюрі деформацій значно більші за деформації рівномірно стиснутого сталевібробетону. Щоб врахувати цю обставину в [2] для бетонного елемента пропонується визначати

$$\xi_{bu} = \frac{\varepsilon_{bu1}}{1 - \frac{\xi_0}{1,1}}, \quad (3)$$

де $\varepsilon_{bu,1}$ – відносні граничні деформації стискання бетону при рівномірному стисканні.

Отже, залежність для комбіновано армованого сталевібробетонного елемента (2) прийме вигляд

$$\varepsilon_s = k_u \frac{\varepsilon_{bu1}}{1 - \frac{\xi_{0,sfb}}{1,1}} \left(\frac{\xi_{0,sfb}}{\xi_{sfb}} - 1 \right). \quad (4)$$

Величина $\xi_{0,sfb}$ являє собою відносну висоту стиснутої зони сталевібробетону з прямокутною епюрою напружень, при якій деформації і напруження у поздовжній арматурі дорівнюють нулю. Надалі цю величину позначають як ω_{sfb} .

Для сталевібробетону цю величину можна визначити як аналогічну для бетону [4], приймаючи замість R_b величину R_{sfb} , а коефіцієнт α рівним 0,8 як для дрібнозернистого бетону оскільки останній є матрицею для сталевібробетону:

$$\omega_{sfb} = \alpha - 0,008R_{sfb} \quad (5)$$

Для пружної області роботи арматури напруження в арматурі визначаються за формулою

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s \quad (6)$$

Підставивши (4) в (6), можна отримати напруження в арматурі в залежності від висоти стиснутої зони:

$$\sigma_s = \frac{k_u \sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega_{sfb}}{1,1}} \left(\frac{\omega_{sfb}}{\xi_{sfb}} - 1 \right), \quad (7)$$

$$\text{де} \quad \sigma_{sc,u} = \varepsilon_{bu1} E_s. \quad (8)$$

Як відомо з [2] для м'яких сталей, які мають горизонтальну площадку текучості, при збільшенні деформацій арматури вище значень, що відповідають початку текучості, напруження в арматурі залишаються

постійними і рівними її межі текучості R_s . У цьому випадку, очевидно, напруження в арматурі σ_s , які обчислюються за формулою (7), повинні прийматися не більшими за R_s .

Отже, підставивши $\sigma_s = R_s$, з (7) отримаємо формулу для обчислення граничної висоти стиснутої зони сталевібробетону $\xi_{R,sfb}$, при якій напруження в арматурі досягають межі текучості:

$$\xi_{R,sfb} = \frac{\omega_{sfb}}{1 + \frac{R_s}{k_u \sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega_{sfb}}{1,1} \right)}. \quad (9)$$

Нижче (табл.1) подано результати співставлення відносної висоти стиснутої зони бетону і сталевібробетону при комбінованому армуванні із арматурою класу А-III.

Таблиця 1

Значення відносної висоти стиснутої зони для бетону і сталевібробетону

Вид матеріалу	Позначення	Клас бетону матриці					
		B10	B15	B20	B25	B30	B35
Бетон	ω	0,802	0,782	0,758	0,734	0,714	0,694
	ξ_R	0,674	0,619	0,591	0,563	0,541	0,519
Сталевібробетон	ω_{sfb}	0,713	0,684	0,652	0,622	0,598	0,574
	$\xi_{R,sfb}$	0,568	0,537	0,503	0,473	0,449	0,427

Як видно з таблиці 1, відносна гранична висота стиснутої зони сталевібробетону у порівнянні з такою у залізобетонному елементі менша приблизно на 13...16%, що призводить до збільшення плеча внутрішньої пари сил. Це пояснює чому сталевібробетонні згинальні елементи мають більшу несучу здатність у порівнянні із залізобетонними при рівних міцнісних характеристиках бетону і арматури.

1. Лысенко Е.Ф., Гетун Г.В. Проектирование сталефибробетонных конструкций. - Киев: УМК ВО, 1989. - 184с. 2. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. Под ред. А. А. Гвоздева М.: Стройиздат, 1978. - 205 с. 3. Рекомендации по проектированию и изготовлению сталефибробетонных конструкций. - М.: НИИЖБ, ЛенЗНИИЭП, ЦНИИпромзданий, 1987. -148с. 4. СНИП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. - 79с.

УДК 624.012

**ВНУТРІШНІ ЗУСИЛЛЯ У ПОЛОГІЙ ОБОЛОНЦІ ВІД'ЄМНОЇ
ГАУСОВОЇ КРИВИНИ ПРИ ДІЇ ВЕРТИКАЛЬНОГО
НАВАНТАЖЕННЯ**

**ВНУТРЕННИЕ УСИЛИЯ В ПОЛОГОЙ ОБОЛОЧКЕ
ОТРИЦАТЕЛЬНОЙ ГАУССОВОЙ КРИВИЗНЫ ПРИ ДЕЙСТВИИ
ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ**

**DEFINITION OF INTERNAL FORCES SHALLOW SHELL OF
NEGATIVE GAUSSIAN CURVATURE UNDER THE INFLUENCE OF
VERTICAL LOAD**

**Сунак О.П., к.т.н., доцент, Ужегов С.О., аспірант, Пахолюк О.А., к.т.н.,
доцент (Луцький національний технічний університет)**

**Сунак О.П., к.т.н., доцент, Ужегов С.О., аспирант, Пахолюк О.А., к.т.н.,
доцент (Луцкий национальный технический университет)**

**Sunak O.P., Ph.D in Engineering, Associate Professor, Uzhegov S.O.,
postgraduate, Pakholyuk O.A., Ph.D in Engineering, Associate Professor
(Lutsk National Technical University, s. Lutsk)**

**У статті наведені вирази для аналітичного визначення внутрішніх
зусиль від вертикального навантаження в оболонці у формі
гіперболічного параболоїда з головними напрямками поверхні вздовж
діагоналей основи оболонки.**

**В статье приведены выражения для аналитического определения
внутренних усилий от вертикальной нагрузки в оболочке в форме
гиперболического параболоида с главными направлениями поверхности
вдоль диагоналей основы оболочки.**

**The article presents expressions for the analytical determination of internal
forces of the vertical load in the shell in the form of a hyperbolic paraboloid
with the principal directions along the diagonals of the shell's base surface.**

Ключові слова:

оболонка, гіпар, кривина, навантаження, внутрішні зусилля, граничні умови; оболочка, гипар, кривизна, нагрузка, внутренние усилия, граничные условия; shell, hypar, curvature, load, internal forces, the boundary conditions;

Пологі оболонки від'ємної гаусової кривини застосовують для покриття промислових та цивільних будівель, проектування опорних конструкцій, огорожуючих та несучих стін, спеціальних споруд, створення малих архітектурних форм. Такі покриття дають можливість створювати будівлі та споруди з вільним плануванням, перекривати значні площі, вони не складні при зведенні – високотехнологічні, мають архітектурну виразність. Досвід світового будівництва довів, що використання просторових конструкцій для покриття великопротітних будівель дає змогу економити до 25 – 30% бетону, до 25% арматурної сталі, у загальній вартості економити 12 – 14% коштів. Це є основними критеріями при виборі конструкцій покриття та широкому їх застосуванню. Разом з тим, гіперболічний параболоїд (гіпар) характеризується лінійністю форми – його поверхня створена системою прямих ліній (рис. 1), що суттєво спрощує виготовлення опалубки, армування та оздоблення поверхні, виготовлення елементів покриття у вигляді збірних плит.

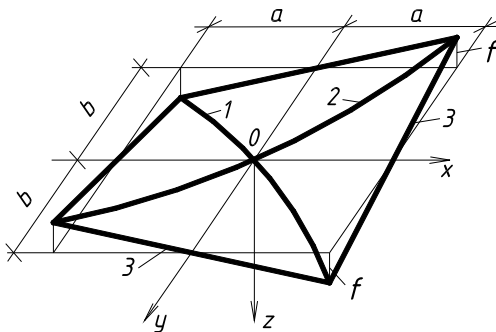


Рис. 1. Поверхня від'ємної гаусової кривини: 1 – головний напрямок додатної кривини; 2 – головний напрямок від'ємної кривини; 3 - твірні

Проведені чисельні дослідження показали, що покриття у вигляді гіперболічних параболоїдів мають достатню жорсткість та стійкість, а конструкції у вигляді спряжених систем надають будівлям відмінну архітектурну виразність – різними сполученнями оболонок можна створювати різноманітні форми покриттів будівель з довільною сіткою колон.

У таких оболонках при рівномірно розподіленому навантаженні по всій поверхні вздовж головних напрямків додатної кривини виникає стиск, а вздовж головних напрямків від'ємної кривини – розтяг. Поверхня оболонки, описана рівнянням другого ступеня, має прямолінійні твірні. Її рівняння

$$z = c x y, \quad (1)$$

де c – стала величина.

Відповідно до рис. 1 при $x = a$, $y = b$ ордината $z = f$, і на основі рівняння (1)

$$c = f/(ab). \quad (2)$$

Напрямки головних кривин поверхні та осей координат не співпадають, тобто $k_x \neq k_1$ і $k_y \neq k_2$.

Кривини поверхонь вздовж осей Ox та Oy підтверджують, що поверхня дійсно обмежена прямими:

$$k_x = \frac{\partial^2}{\partial x^2}(cxy) = 0 \text{ (пряма лінія);}$$

$$k_y = \frac{\partial^2}{\partial y^2}(cxy) = 0 \text{ (пряма лінія).}$$

Кривина кручення

$$k_{xy} = \frac{\partial^2}{\partial x \partial y}(cxy) = c = \frac{f}{ab}, \quad (3)$$

тобто величина k_{xy} є сталою величиною по всій поверхні.

Система рівнянь рівноваги внутрішніх сил і зовнішнього навантаження на прямокутному елементі проекції оболонки (за умови $a = b$) на площині xOy [1] має вигляд:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} + X &= 0; \\ \frac{\partial N_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial N_y}{\partial y} + Y &= 0; \\ k_x N_x + 2k_{xy} N_{xy} + k_y N_y &= pX + qY - Z, \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

де N_x , N_{xy} , N_y – внутрішні зусилля, віднесені до проекції елемента на площину xOy ; X , Y , Z – складові навантаження, розподіленого по поверхні, паралельні до напрямку осей Ox , Oy , Oz ;

$$\left. \begin{aligned} k_x = 0; k_y = 0; k_{xy} = c = f/a^2; \\ p = \frac{\partial z}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x}(cxy) = cy; q = \frac{\partial z}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y}(cxy) = cx. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Підставивши у третє рівняння системи (4) коефіцієнти (5),

$$0 \cdot N_x + 2cN_{xy} + 0 \cdot N_y = cyX + cxY - Z$$

отримано

$$N_{xy} = \frac{c(Xy + Yx) - Z}{2c}, \quad (6)$$

З першого рівняння (4) визначено

$$N_x = - \int \left(\frac{\partial N_{xy}}{\partial y} + X \right) dx + f_1(y). \quad (7)$$

З другого рівняння (4) визначено

$$N_y = - \int \left(\frac{\partial N_{xy}}{\partial x} + Y \right) dy + f_2(x). \quad (8)$$

Функції $f_1(y)$ та $f_2(x)$ в (7) і (8) визначають відповідно до граничних умов.

При вертикальному навантаженні w , рівномірно розподіленому по поверхні оболонки, компоненти навантаження

$$\left. \begin{aligned} X = 0; \\ Y = 0; \\ Z = w\sqrt{1 + (\partial z / \partial x)^2 + (\partial z / \partial y)^2} = w\sqrt{1 + c^2(x^2 + y^2)}. \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

Якщо (9) підставити в (6), то

$$N_{xy} = \frac{c(0 \cdot y + 0 \cdot x) - w\sqrt{1 + c^2(x^2 + y^2)}}{2c} = -\frac{w}{2}\sqrt{1/c^2 + x^2 + y^2}. \quad (10)$$

Підставивши (10) у (7), вираз для N_x :

$$\begin{aligned} N_x &= - \int \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} dx + f_1(y) = \\ &= \frac{w}{2} \int \frac{\partial}{\partial y} \sqrt{1/c^2 + x^2 + y^2} dx + f_1(y) = \\ &= \frac{w}{2} y \ln \left(x + \sqrt{1/c^2 + x^2 + y^2} \right) + f_1(y). \end{aligned} \quad (11)$$

Аналогічно – підставивши (10) у (8) – вираз для N_y :

$$\begin{aligned} N_{\delta} &= -\int \frac{\partial N_{xy}}{\partial x} dy + f_2(x) = \\ &= \frac{w}{2} \int \frac{\partial}{\partial x} \sqrt{1/c^2 + x^2 + y^2} dy + f_2(x) = \\ &= \frac{w}{2} x \ln \left(y + \sqrt{1/c^2 + x^2 + y^2} \right) + f_2(x). \end{aligned} \quad (12)$$

Граничні умови при безмоментному стані:

при $x = \pm a$ зусилля $N_x = 0$; $N_{xy} \neq 0$;

при $y = \pm b$ зусилля $N_y = 0$; $N_{xy} \neq 0$;

Прирівнявши в (11) N_x до 0, отримано

$$f_1(y) = -\frac{w}{2} y \ln \left(a + \sqrt{1/c^2 + a^2 + y^2} \right). \quad (13)$$

Аналогічно, прирівнявши в (12) N_y до 0, отримано

$$f_2(\delta) = -\frac{w}{2} \delta \ln \left(b + \sqrt{1/c^2 + x^2 + b^2} \right). \quad (14)$$

Підставивши (13) в (11), отримано вираз для визначення зусиль N_x вздовж осі Ox у проекції оболонки:

$$\begin{aligned} N_x &= \frac{w}{2} y \ln \left(x + \sqrt{1/c^2 + x^2 + y^2} \right) - \frac{w}{2} y \ln \left(a + \sqrt{1/c^2 + a^2 + y^2} \right) = \\ &= \frac{w}{2} y \ln \frac{x + \sqrt{1/c^2 + x^2 + y^2}}{a + \sqrt{1/c^2 + a^2 + y^2}}. \end{aligned} \quad (15)$$

Аналогічно, підставивши (14) в (12), отримано вираз для N_y ,

$$\begin{aligned} N_{\delta} &= \frac{w}{2} \delta \ln \left(\delta + \sqrt{1/c^2 + x^2 + y^2} \right) - \frac{w}{2} \delta \ln \left(b + \sqrt{1/c^2 + x^2 + b^2} \right) = \\ &= \frac{w}{2} x \ln \frac{y + \sqrt{1/c^2 + x^2 + y^2}}{b + \sqrt{1/c^2 + x^2 + b^2}}. \end{aligned} \quad (16)$$

Якщо до горизонтальної проекції оболонки прикласти вертикальне навантаження w_0 , рівномірно розподілене по всій її площині, то складові цього навантаження становитимуть:

$$X = 0; Y = 0; Z = w_0.$$

Внутрішні зусилля становитимуть:

$$N_x = 0; N_y = 0; N_{xy} = -w_0/2c = -w_0a^2/2f.$$

Отже, в проекції оболонки нормальні зусилля рівні нулю, а дотичні по всьому полю є сталою величиною. Безмоментний стан оболонки зводиться до чистого зсуву. Головні зусилля постійні і чисельно рівні дотичним зусиллям, вони направлені вздовж діагоналей основи оболонки, одне з них розтягує – вздовж напрямку від'ємної кривини, а інше, вздовж напрямку додатної кривини, стискає.

Реалізувати безмоментний стан на практиці досить складно, оскільки це пов'язано з улаштуванням абсолютно жорсткого контуру, жорсткого стягеля або неподатливих контрфорсів; навіть незначна їх податливість веде до порушення основної вимоги існування безмоментного напруженого стану – появи переміщень геометричного згинання. Оболонка деформується при появі переміщень, викликаних згинанням серединної поверхні без видовжень і зсувів (чистий згин), що з позиції безмоментної теорії трактується як миттєва змінність. Тому практичним є розрахунок за моментною теорією.

Геометрично нелінійні задачі теорії оболонок характеризуються особливою складністю їх розв'язку.

Напочатку широкого застосування отримав метод малого параметра, проте пізніше основне місце зайняли прямі методи Бубнова-Гальоркіна та Рітца. Значна частина задач розв'язувалась методом П.Ф.Папковича – задавшись функцією прогинів, підставляли її у рівняння деформацій, інтегрували і знаходили вираз функції напружень. Далі методом Бубнова-Гальоркіна розв'язували рівняння рівноваги і визначали невідомі параметри; проте безпосереднє застосування цього методу до системи нелінійних рівнянь пологих оболонок дало широкі можливості при розв'язуванні крайових задач.

1. Железобетонные конструкции: Спец. курс. Учеб.пособие для вузов/ Байков В.Н., Дроздов П.Ф., Трифонов И.А. и др. Под ред. В.Н.Байкова - М.: Стройиздат, 1981.- 767 с. ил. 2. Самольянов И.И.. Прочность, устойчивость и колебания гиперболического параболоида. – Луцк.: Луцкий индустриальный институт. – 1993. – 316 с.

УДК 624.012.25

РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ СОПРОТИВЛЕНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С КОМБИНИРОВАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ СТЕКЛОПЛАСТИКОВЫМИ И СТАЛЬНЫМИ СТЕРЖНЯМИ

РОЗРАХУНКОВА МОДЕЛЬ ОПОРУ ЗГИНАЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ З КОМБІНОВАНИМ АРМУВАННЯМ СКЛОПЛАСТИКОВИМИ ТА СТАЛЕВИМИ СТЕРЖНЯМИ

RESISTYANCE OF BENDING CONCRETE ELEMENTS WITH COMBINED STEEL AND FIBER-REINFORCED POLYMER (FRP) REINFORCEMENT

Тур В.В., д.т.н., професор; Малиха В.В., інженер (Брестський державний технічний університет)

Тур В.В., д.т.н., професор; Малиха В.В., інженер (Брестский государственный технический университет)

Tur V., Dr.-Dscience, Professor; Malykha V., Engineer (Brest State Technical University)

У статті наведені основні положення розрахункової моделі опору згинальних елементів з комбінованим армуванням сталевими і склопластиковими стержнями, які враховують роботу елемента у перерізах між тріщинами.

В статье представлены основные положения расчетной модели сопротивления изгибаемых элементов с комбинированным армированием стальными и стеклопластиковыми стержнями, учитывающей работу элемента в сечениях между трещинами.

Article is presented basis of design resistance model for concrete bending elements with combined steel and fiber-reinforced polymer bars, what take account resistance element in point between cracks.

Ключевые слова:

Опір, арматура, зчеплення, полімер.

Сопротивление, арматура, сцепление, полимер.

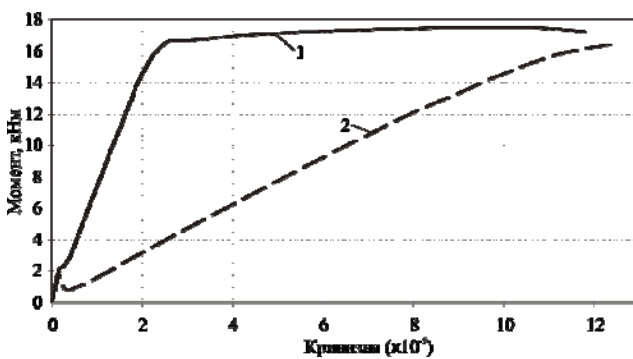
Resistance, reinforcement, bond, polymer.

В последнее десятилетие в строительной практике при возведении конструкций из бетона, эксплуатирующихся в агрессивных условиях окружающей среды, а также конструктивных элементов зданий специального назначения, широко применяют неметаллическую арматуру. В международной практике такую арматуру принято обозначать термином «полимерный композит, армированный волокнами» (англ. *fiber-reinforced polymer composite* – FRP). Более детально такую арматуру (FRP) классифицируют в зависимости от вида применяемого армирующего волокна и типа полимерного связующего. Подробную классификацию и технические характеристики полимерных композитов, армированных волокнами (FRP), применяемых в международной практике можно найти в рекомендациях [1–3] и актуальных технических стандартах. Следует отметить, что в национальной практике все более широкое применение получает арматура на основе стеклянных и базальтовых волокон на эпоксидном связующем, которую принято обозначать термином «арматура стеклопластиковая» (АСП).

Обладая достаточно высокой прочностью при растяжении ($f_{yk} \approx 1000$ МПа), стеклопластиковая арматура имеет низкий модуль упругости (от 36 до 51 ГПа), соизмеримый с модулем упругости бетона. При этом диаграмма деформирования " $\sigma_f - \varepsilon_f$ " для этой арматуры представлена практически линейной зависимостью между напряжениями и относительными деформациями [3].

На рис. 1 показаны расчетные зависимости "момент – кривизна", полученные для изгибаемых элементов, армированных стальной и стеклопластиковой арматурой, при условии, что в обоих случаях сопротивление элемента является одинаковым. Как видно из представленных графиков (см. рис. 1), после образования трещин нормального отрыва изгибная жесткость элемента, армированного стеклопластиковой арматурой резко снижается по отношению к элементу, армированному стальными стержнями. При пошаговом нагружении элемента вплоть до предельного значения изгибающего момента, обусловленного, как правило, достижением предельных относительных деформаций бетона сжатой зоны, наблюдается практически линейная зависимость " $M - \varphi$ ". При этом следует обратить

внимание на одно важное обстоятельство – после образования трещин на графике зависимости "М – φ" практически полностью отсутствует участок пластического деформирования. Таким образом, в большинстве практических случаев (даже при $\rho_{l,f} \leq \rho_{l,f,bal}$) разрушение носит хрупкий характер, что существенно образом оказывает влияние на надежность конструктивных элементов. В силу этого, в рекомендациях по проектированию, разработанных *fib* [3], при определении расчетных сопротивлений стеклопластиковой арматуры следует применять частный коэффициент $\gamma_{f,s} = 1,5$.



- 1 – армирование стальными стержнями
- 2 – армирование стеклопластиковыми стержнями

Рис. 1. Расчетные зависимости "момент – кривизна", полученные для изгибаемых элементов, армированных стальной и стеклопластиковой арматурой

Обширные экспериментально-теоретические исследования элементов, армированных неметаллическими (FRP) стержнями, выполненные на протяжении последних лет, позволили разработать нормативно-технические документы [1–3], содержащие базовые рекомендации по проектированию конструкций с указанным армированием.

Следует отметить, что включенные в эти документы расчетные модели сопротивлений, применяемые для проверок предельных состояний по методу частных коэффициентов согласно [8] практически не отличаются от принятых при проектировании железобетонных элементов, армированных стальными стержнями. Главным отличием от проектирования железобетонных элементов, принятым в рекомендациях [1–3], является введение повышенного значения частного коэффициента для неметаллической арматуры при проверках предельных состояний несущей

способности и ограничение напряжений (не более 30 % от характеристической прочности) в арматуре при проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности (с учетом эффектов от длительного приложения нагрузки).

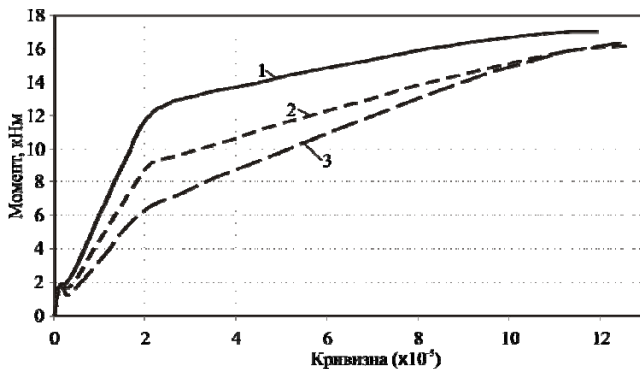
Несколько сомнительным выглядит применение в рекомендациях [3] модели "*tension stiffening*" для определения средних относительных деформаций неметаллической арматуры при расчете ширины раскрытия трещин и прогибов. Это следует, прежде всего, из различий в диаграммах " $\sigma - \epsilon$ ", описывающих законы сцепления такой арматуры с бетоном согласно MC2010 [6]. Принятые достаточно консервативные подходы при проектировании конструкций с неметаллической арматурой ведут к ощутимому недоиспользованию прочностных свойств композитного полимера, армированного волокнами (FRP), не создавая при этом требуемых резервов надежности.

Ситуация может быть существенно улучшена при использовании в одном конструктивном элементе как неметаллической, так и определенной доли стальной арматуры. Очевидно, что дополнительное количество стальной арматуры следует устанавливать с точки зрения повышения жесткостных характеристик элемента и ограничения ширины раскрытия трещин в эксплуатационной стадии. В соответствии с предложенным подходом до достижения текучести в стальной арматуре, последняя, работая совместно с неметаллической арматурой, контролирует ширину раскрытия трещин и повышает изгибную жесткость элемента.

После достижения текучести в стальной арматуре прирост усилия достигается за счет активного включения в работу неметаллической арматурой.

На рис. 2 приведены теоретические зависимости "момент – кривизна" для элементов с комбинированным армированием, полученные из расчета по деформационной модели для сечений при различных соотношениях коэффициентов продольного армирования (ρ_l и ρ_{lf}). Приведенные зависимости " $M - \varphi$ " (см. рис. 2) дают полную качественную картину сопротивления элемента.

Необходимо отметить, что при постановке дополнительной стальной арматуры на графиках " $M - \varphi$ " появляется участок пластического деформирования, а начальная изгибная жесткость для элемента с трещинами повышается.



1 – $\rho_l = 0,77\%$, $\rho_{l,f} = 0,25\%$;

2 – $\rho_l = 0,50\%$, $\rho_{l,f} = 0,38\%$;

3 – $\rho_l = 0,14\%$, $\rho_{l,f} = 0,55\%$;

Рис. 2. Теоретические зависимости "момент – кривизна" для элементов с комбинированным армированием, полученные из расчета по деформационной модели для сечений при различных соотношениях коэффициентов продольного армирования (ρ_l и $\rho_{l,f}$)

При использовании в одном сечении стальной и неметаллической арматуры расчетные модели, предложенные в [1–3], требуют существенной корректировки, в частности при проверке предельных состояний эксплуатационной пригодности. В данном случае решение задачи может быть получено с использованием блочной модели, рассмотренной ниже.

Расчетная модель сопротивления изгибу элемента с комбинированным армированием

Как было показано, для элементов с комбинированным армированием не вполне корректно использовать общие зависимости, применяемые для контроля ширины раскрытия трещин и прогибов согласно [1–3], основанные на т.н. зависимостях "*tension stiffening*". Возможным вариантом решения задачи является рассмотрение расчетной модели для блока, выделенного трещинами, а не модели сечения (как это принято в традиционных случаях) с последующим усреднением расчетных параметров модели с учетом совместной работы армирующего элемента и бетона на участках между трещинами.

При формулюванні положень розрахункової моделі пропонується розглядати блок, виділений сусідніми трещинами. Теоретичні підходи до побудови блочних моделей викладені в роботах [4, 5]. Для виділеного розрахункового блока (рис. 3) в загальному випадку можна записати:

$$\varepsilon_{\tilde{m}\tilde{m}}(x, d_g) = \frac{du_c}{dx} \quad (1)(1a)$$

$$\varepsilon_s(x, d_s) = \frac{du_s}{dx} \quad (16)$$

$$\varepsilon_{ct}(x) = \frac{du_{ct}}{dx} \quad (1b)$$

$$s(x) = u_s(x) - u_{ct}(x) \quad (1g)$$

де $\varepsilon_{cc}(x, d_g)$ – відносна деформація найбільш стиснутої грані бетону;

$\varepsilon_s(x, d_g)$ – відносна деформація розтягнутої арматури;

ε_{ct} – відносна деформація розтягнутого бетону;

$s(x)$ – взаємне проскальзування арматури відносно бетону.

Статическа задача в загальному випадку розв'язується з використанням модифікованих положень деформаційної моделі, детально викладеної, наприклад, в роботі [4]. В межах модифікованого деформаційної моделі для розрахункового блока використовується наступна система рівнянь:

– рівняння рівноваги продольних сил

$$\int_{A_c} \sigma_{cc}(x, y) \cdot b(y) dy - \int_{A_{ct}} \sigma_{ct}(x, y) \cdot b(y) dy - \sum_{i=1}^n A_{s,i} \cdot \sigma_{s,i}(x) - \sum_{k=1}^m A_{f,k} \cdot \sigma_{f,k}(x) = 0; \quad (2)$$

– рівняння рівноваги моментів

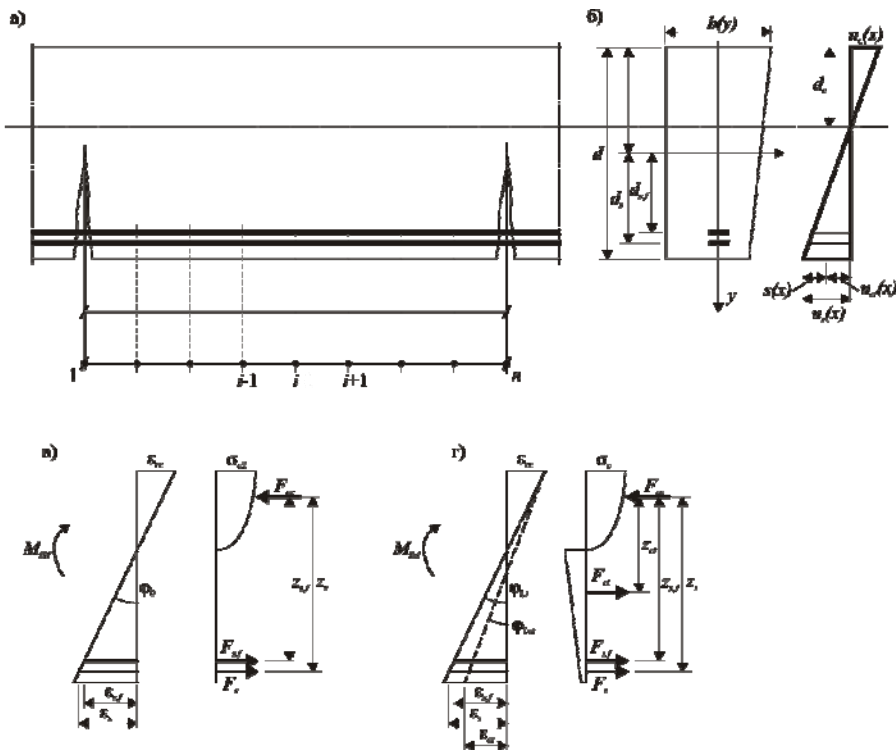
$$\int_{A_c} \sigma_{cc}(x, y) \cdot b(y) \cdot y \cdot dy - \int_{A_{ct}} \sigma_{ct}(x, y) \cdot b(y) \cdot y \cdot dy - \sum_{i=1}^n A_{s,i} \cdot \sigma_{s,i}(x) \cdot d_{s,i} - \sum_{k=1}^m A_{f,k} \cdot \sigma_{f,k}(x) \cdot d_{f,k} = M_{Ed}(x); \quad (3)$$

– рівняння рівноваги для окремого стержня

$$\frac{d\sigma_s(x)}{dx} - \frac{4}{\varnothing} \tau(x) = 0; \quad (4)$$

– уравнения для проскальзывания

$$\frac{ds(x)}{dx} = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_{ct}(x). \quad (5)$$



(а) – схема расчетного блока;

(б) – распределение продольных перемещений в сечении с трещиной;

(в) – схема распределения продольных деформаций и усилий для сечения с трещиной;

(г) – схема распределения продольных деформаций и усилий для "i"-го сечения между трещинами

Рис. 3. К построению модели сопротивления изгибаемого элемента с комбинированным армированием

Кроме того, исходную систему уравнений (2)..(5) следует дополнить диаграммами деформирования для материалов " $\sigma_c - \varepsilon_c$ ", " $\sigma_s - \varepsilon_s$ ", " $\sigma_f - \varepsilon_f$ " и диаграммами, связывающими величину касательных напряжений τ с величиной проскальзывания s .

На аналитическом описании диаграмм " $\tau - s$ " следует остановиться более подробно, т.к. они играют ключевую роль в оценке напряженно-деформированного состояния расчетного блока. Для стальной арматуры диаграмма " $\tau - s$ " может быть принята в соответствии с указаниями ModelCode 2010 [6] (рис. 4). Аналитическое описание диаграммы принято в следующем виде:

$$\tau_0 = \tau_{\max} \left(s/s_1 \right)^\alpha \quad \text{при } 0 \leq s \leq s_1;$$

$$\tau_0 = \tau_{\max} \quad \text{при } s_1 < s \leq s_2;$$

$$\tau_0 = \tau_{\max} \frac{(\tau_{\max} - \tau_f)}{(s_3 - s_2)} \quad \text{при } s_2 < s \leq s_3;$$

$$\tau_f \quad \text{при } s > s_3.$$

Параметрические точки диаграммы " $\tau - s$ " для стальной арматуры (при $\varepsilon_s < \varepsilon_{sy}$) могут быть приняты по табл. 1.

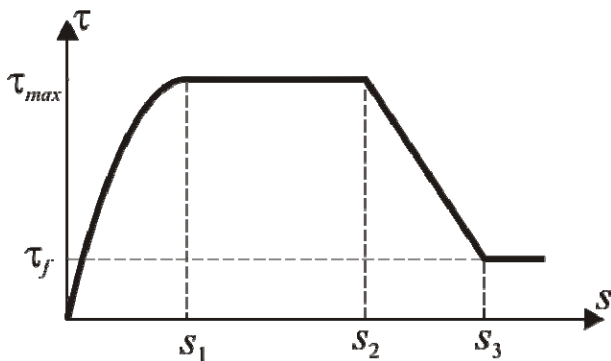


Рис. 4. Зависимость " $\tau - l$ " для стальных стержней согласно MC2010 [6]

Таблиця 1

Параметрические точки диаграммы "τ – s" для стальной арматуры согласно MC2010 (область деформирования $\epsilon_s < \epsilon_{sy}$) [6]

Параметрическая точка диаграммы (рис. 4)	Условия сцепления	
	хорошие	другие
τ_{max}	$2,5 \sqrt{f_{ck}}$	$1,25 \sqrt{f_{ck}}$
s_1	1,0 мм	1,8 мм
s_2	2,0 мм	3.6 мм
s_3	$C_{clear}^{1)}$	C_{clear}
α	0,4	0,4
τ_f	$0,4\tau_{max}$	$0,4\tau_{max}$

¹⁾ C_{clear} – расстояние между стержнями.
Толщина защитного слоя $\geq 5\varnothing$;
 $C_{clear} \geq 10\varnothing$.

Необходимо отметить, что MC2010 содержит корректирующие коэффициенты, учитывающие изменение условий сцепления для стальной арматуры: 1) при действии поперечных сжимающих напряжений; 2) при достижении относительных деформаций, соответствующих началу текучести ($\epsilon_s \leq \epsilon_{sy}$). В этом случае параметрические точки исходной диаграммы "τ – s" подвергаются модификации при помощи коэффициентов:

$$\tau_{bm} = \tau_0 \cdot \theta_y \cdot \theta_{p,tr}; \quad (6)$$

где
$$\theta_y = 1 - \left[0,85 \left(1 - e^{-5a^b} \right) \right] \text{ при } \epsilon_{sy} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}; \quad (7)$$

$$a = \frac{\epsilon_s - \epsilon_{sy}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sy}}; b = 2 - \frac{f_{tk}}{f_{yk}}; \quad (8)$$

$$\theta_{p,tr} = 1 - \tanh \left[0,2 \left(\frac{\bar{\sigma}_\perp}{0,1 f_{cm}} \right) \right] \text{ при } \sigma_{c\perp} \leq 0. \quad (9)$$

В соответствии с MC2010 [6] для описания закона сцепления неметаллической арматуры (FRP) предложена диаграмма "τ_f – s_f" (рис. 5).

Аналитическое описание диаграммы "τ_f – s_f" представлено в следующем виде:

$$\tau_f = \tau_{f,m} \left(s_f / s_{f,m} \right)^\alpha \quad \text{при } 0 \leq s_f < s_{f,m};$$

$$\tau_f = \tau_{f,m} - \tau_{f,m} (s_f - s_{f,m}) / s_{f,m} \quad \text{при } s_{f,m} \leq s_f \leq s_{f,n}.$$

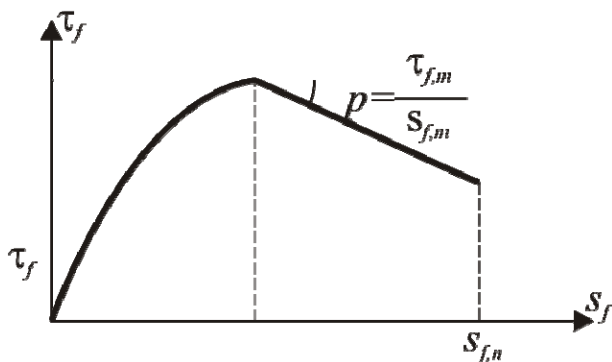


Рис. 5. Диаграмма деформирования " $\tau_f - s_f$ " для неметаллической арматуры согласно МС2010 [6]

Как следует из указаний, приведенных в МС2010 [6], значения параметрических точек диаграммы " $\tau_f - s_f$ " для соответствующего вида неметаллической арматуры следует определять опытным путем.

Точное решение задачи, в частности при проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности, может быть получено из системы дифференциальных уравнений в каждом интервале интегрирования с соответствующими граничными условиями. В частности, для концевых участков расчетного блока распределение относительных деформаций и напряжений может быть получено непосредственно из расчета по деформационной модели сечения с трещиной.

Решение исходной системы дифференциальных уравнений усложняется тем обстоятельством, что некоторые из них являются нелинейными и, кроме того, величина сцепления зависит от положения расчетного сечения на длине блока по отношению к сечению с трещиной. В связи с этим для решения задачи может быть рекомендована итерационная процедура, основанная на численном решении в конечных разностях по методу "*regula falsi*".

Так, в частности, если из граничных условий известны значения напряжений в арматуре $\sigma_{s,1}$ и $\sigma_{s,n}$ на концах расчетного блока, тогда смещения s_1 и s_n – неизвестны. Для решения задачи задается начальное

значение s_1 на итерации для одного конца расчетного блока и вычисляется напряжение в арматуре $\sigma_{s,n}$ – в сечении на другом конце расчетного блока.

На произвольной итерации "j" процедура включает расчет параметров в узле "i+1" через значения, полученные в узле "i".

Выражения в конечных разностях имеют вид:

$$\sigma_{s,i+1}^{(j)} = \sigma_{s,i}^{(j)} + \frac{4}{\emptyset} \tau_i^{(j)} \cdot \Delta x; \quad (10)$$

$$s_{i+1}^{(j)} = s_i^{(j)} + \Delta x \left(\frac{\varepsilon_{s,i+1}^{(j)} + \varepsilon_{s,i}^{(j)}}{2} - \frac{\varepsilon_{ct,i+1}^{(j)} + \varepsilon_{ct,i}^{(j)}}{2} \right). \quad (11)$$

Решение базируется на получении граничных значений относительных деформаций $\varepsilon_{s,1}^{(j)}$ и $\varepsilon_{c,1}^{(j)}$ и соответствующих напряжений $\sigma_{s,1}^{(j)}$ и $\sigma_{c,1}^{(j)}$ (по диаграммам деформирования "σ – ε" для материалов) для сечения с трещиной (в соответствии с принятыми предпосылками расчетной модели для сечения с трещиной $\sigma_{ct,1}^{(j)} = 0$).

После того, как начинается процедура расчета на "j" итерации, напряжения в соответствующем стержневой арматуры $\sigma_{s,i+1}^{(j)}$ определяют по (10) в точке "i+1" и, используя глобальные условия равновесия для сечений, вычисляют значения $\sigma_{c,i+1}^{(j)}$ и $\sigma_{ct,i+1}^{(j)}$. Установив значения относительных деформаций $\varepsilon_{s,i+1}^{(j)}$ и $\varepsilon_{ct,i+1}^{(j)}$ определяют соответствующее значение проскальзывания $s_{i+1}^{(j)}$. После того, как установлены $\sigma_{s,n}^{(j)}$, проверяется условие:

$$F[s_1^{(j)}] = \sigma_{s,n} - \sigma_{s,n}^{(j)}(s_1^{(j)}) = 0. \quad (12)$$

С использованием метода тангенсов условие может быть выражено:

$$s_1^{(j)} = s_1^{(j-1)} - \frac{\sigma_{s,n} - \sigma_{s,n}^{(j-1)}}{\sigma_{s,n}^{(j-2)} - \sigma_{s,n}^{(j-1)}} (s_1^{(j-2)} - s_1^{(j-1)}). \quad (13)$$

Для инициации итерационной процедуры следует принять начальное значение проскальзывания $s_1^{(0)}$. На первой итерации это значение может быть принято, исходя из того условия, что верхний предел величины проскальзывания $s_1^{(0)}$ рассчитывают для данного уровня нагружения

умножением максимальной относительной деформации арматуры в сечении с трещиной $\varepsilon_{s,1}^{(j)}$ на длину расчетного блока, равного расстоянию между соседними трещинами.

При условии, что сходимость итерационного процесса достигнута, и известно распределение относительных деформаций как по высоте сечения, так и по длине расчетного блока, кривизна χ_i в i -ом сечении может быть рассчитана по формуле:

$$\chi_i = \frac{\varepsilon_{s,i}}{d - x_i}, \quad (14)$$

где d – рабочая высота сечения (расстояние от наиболее сжатой грани сечения до ц.т. соответствующего ряда растянутой арматуры;

x_i – высота сжатой зоны сечения.

Полученные параметры напряженно-деформированного состояния могут быть далее использованы при проверках условий предельных состояний эксплуатационной пригодности элемента с комбинированным армированием.

Выводы

Предложенная модифицированная блочная модель для оценивания напряженно-деформированного состояния позволяет рационально подойти к проектированию бетонных элементов, имеющих комбинированное армирование стальными и стеклопластиковыми стержнями. Применение в одном сечении стальной арматуры в дополнение к полимерному композиту позволяет не только рационально использовать прочностные свойства стеклопластиковой арматуры, но и повысить надежность конструктивных элементов, выполненных с ее применением.

1. *fib* 2005 "FRP Reinforcement for reinforced concrete structures", Task Group 9.3 (Fiber-Reinforced Polymer) Reinforcement for Concrete Structures, Lausanne, Switzerland, 2005 – 173 p. **2.** ACI 440.1R-03 " Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA – 2003 – 81 p. **3.** Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber Reinforced Polymer Bars – CNR–DT 203/206, Rome, June 2007 – 35 p. **4.** Mantredi G., Pecce M. "A refined R.C. beams elements including bond-slip relationships for the analysis of continuous beams"/ Computer and Structures, Volume 69, Issue 1, October 1998 – p.p. 53–62. **5.** Kisicek T., Soric Z., Galic J. Stress and strain distribution in concrete beams reinforced with FRP Bars – FRP RCS – 9, Sydney, Australia – July 2009 – p.p. 73–82. **6.** ModelCode 2010. **7.** СТБ 1103–98. Арматура стеклопластиковая. Технические условия. **8.** EN 1990:2004. Basis of Structural Design. European Standard. CEN

УДК 624.012.

РОЗРАХУНОК КАМ'ЯНИХ ТА АРМОКАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ НА МІЦНІСТЬ ПРИ ДІЇ ВЕРТИКАЛЬНОГО НАВАНТАЖЕННЯ

РАСЧЕТ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ПРОЧНОСТЬ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕРТИКАЛЬНОЙ ЗАГРУЗКИ

CALCULATION OF MASONRY AND REINFORCED CONSTRUCTIONS UNDER INFLUENCE OF VERTICAL LOAD

Ужегова О.А., к.т.н., доц., Ротко С.В., к.т.н., доц., Задорожнікова І.В., к.т.н., доц., (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)

Ужегова О.А., к.т.н., доц., Ротко С.В., к.т.н., доц., Задорожнікова И.В., к.т.н., доц., (Луцкий национальный технический университет, г. Луцк)

Uzhegova O.A., Ph.D in Engineering, Associate Proffessor, Rotko S.V., Ph.D in Engineering, Associate Proffessor, Zadorozhnikova I.V., Ph.D in Engineering, Associate Proffessor (Lutsk National Technical University, s.Lutsk)

В статті наведено деякі положення щодо проектування кам'яних та армокам'яних конструкцій при дії вертикального навантаження за національними нормами ДБН В.2.6-162:2010, що є наближенням до норм ЄС – Єврокод 6.

В статье приведены некоторые положения по проектированию каменных и армокаменных конструкций при действии вертикальной загрузки согласно национальным нормам ДБН В.2.6-162:2010, приближенным к нормам ЕС – Еврокод 6.

The article contains some provisions for the design of masonry and reinforced structures under the influence of vertical load in accordance with national standards DBN V.2.6-162: 2010, close to EU standards - Eurocode 6.

Ключові слова:

Розрахунок, міцність, камінь, кладка.

Расчет, прочность, камень, кладка.

Calculation, strength, stone, masonry.

У 1975 році Комісія європейських співтовариств прийняла рішення щодо застосування програми у галузі будівництва, яке ґрунтується на статті 95 Угоди. Метою програми стало усунення технічних перешкод у діяльності та стандартизації технічних рішень. Програмою дій Комісія ініціювала визначення сукупності гармонізованих технічних правил для проектування будівельних робіт, які на початковій стадії стали б альтернативою чинним національним правилам у країнах-членах ЄС, а згодом замінили б їх. Так було покладено початок у розробці програми Єврокодів конструкцій, яка тепер включає такі частини:

- EN 1990 Єврокод. Основи проектування несучих конструкцій
- EN 1991 Єврокод 1. Впливи на конструкції
- EN 1992 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій
- EN 1993 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій
- EN 1994 Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій
- EN 1995 Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій
- EN 1996 Єврокод 6. Проектування кам'яних конструкцій
- EN 1997 Єврокод 7. Геотехнічне проектування
- EN 1998 Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій
- EN 1999 Єврокод 9. Проектування алюмінієвих конструкцій.

Єврокоди встановлюють загальні правила проектування, розрахунку і визначення параметрів як самих конструкцій, так і окремих конструктивних елементів загального використання; вони стосуються традиційних методів будівництва, а також аспектів інноваційного застосування, окрім нестандартних конструкцій або спеціальних рішень.

В Україні створюються нові національні нормативні документи з проектування конструкцій, основною задачею яких є наближення до Єврокодів. Наказом Мінрегіонбуду України від 15.11.2010 №446 та від 30.12.2010 №571 затверджено з наданням чинності з 2011-09-01 ДБН В.2.6-162:2010 "Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції" [1]. Ці Норми встановлюють основні вимоги, яким повинні відповідати кам'яні та армокам'яні конструкції будівель, а також основні правила щодо їх проектування. При розробці цих Норм враховані основні положення (принципи) EN 1996-1-1 Єврокоду 6: Проектування кам'яних конструкцій – Частина 1-1: Загальні правила для армованих і неармованих конструкцій [2].

ДБН В.2.6-162:2010 передбачають передумови:

- вибір конструктивної схеми і розрахунок споруди виконується персоналом відповідної кваліфікації та досвіду;
- виконання робіт здійснюється персоналом, який має необхідні навички та досвід;
- контроль якості забезпечується протягом виконання роботи з проектування до виконання конструкцій на будмайданчиках України;
- будівельні матеріали та вироби застосовуються відповідно до чинних стандартів;
- відповідне технічне обслуговування споруд забезпечується;
- споруда буде використовуватись відповідно до проектних рішень.

Особливістю нових норм (що є принципово відмінним) є перехід на деформаційні методи розрахунку, суть яких полягає у тому, що у розрахунковому перерізі розглядають не приріст зусиль, а приріст деформацій.

Розрахунки виконують за граничними станами щодо втрати несучої здатності та за граничними станами щодо придатності до експлуатації (де це необхідно). Для підтвердження кожного з граничних станів повинна бути розроблена розрахункова модель конструкції з використанням:

- змістовного опису конструкції, матеріалів, з яких вона виготовляється, умов навколишнього середовища, характерних для місця її розташування;
- поведінки конструкції в цілому і окремих її частин відносно відповідного граничного стану;
- впливу на будівельні конструкції.

Проектування несучих конструкцій, взаємодія та зв'язок різних будівельних елементів повинні забезпечувати їх належну стабільність і міцність у процесі будівництва й експлуатації.

Згідно ДБН В.2.6-162:2010 несучі конструкції повинні бути розраховані з використанням:

- нелінійної теорії з урахуванням діаграми " $\sigma - \epsilon$ " (рис. 1);
- лінійної теорії пружності, яка допускає лінійну залежність деформацій від напруження, де тангенс кута нахилу прямої дорівнює короткочасному (січному) модулю пружності.

При розрахунку вертикально завантажених стін враховують наступне:

- вертикальні навантаження прикладені безпосередньо до стіни;
- ефекти другого порядку;

Опір цегляної стіни вертикальним навантаженням залежить від геометрії стіни, впливу ексцентриситету і властивостей кладки. При розрахунку опору кам'яних стін при вертикальному навантаженні приймають такі припущення:

- плоскі ділянки залишаються плоскими;

- міцність кладки на розтяг у вертикальному напрямку відносно горизонтальних швів кладки дорівнює нулю.

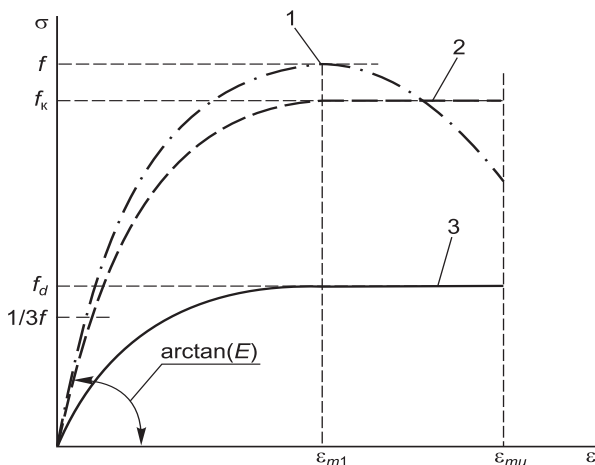


Рис. 1. Діаграма деформування (стану) кам'яної кладки при осьовому стиску:

1 – фактична (типова) залежність; 2 – ідеалізована діаграма (параболічно-прямокутна); 3 – розрахункова діаграма (параболічно-прямокутна)

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу неармованої кладки приймається втрата рівноваги між внутрішніми зусиллями N_{Rd} та зовнішнім вертикальним навантаженням N_{Ed} , прикладеним до стіни з кам'яної кладки.

Розрахункова несуча здатність одношарової стіни з неармованої кладки (для одиничної довжини стіни) обчислюється за формулою (1):

$$N_{Rd} = \Phi t f_d, \quad (1)$$

де Φ – коефіцієнт зменшення несучої здатності стіни, у відповідних випадках Φ_i зверху або знизу стіни або Φ_m всередині стіни, залежно від гнучкості та ексцентриситету, розрахований за формулою (2);

t – товщина стіни;

f_d – розрахункове значення міцності кладки на стиск.

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}, \quad (2)$$

тут e_i – ексцентриситет зверху або, відповідно, знизу стіни, розрахований за рівнянням (3):

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05t, \quad (3)$$

тут M_{id} – розрахункова величина моменту вигину зверху або знизу стіни, викликаного ексцентриситетом навантаження від плит у зоні опирання (рис. 2);

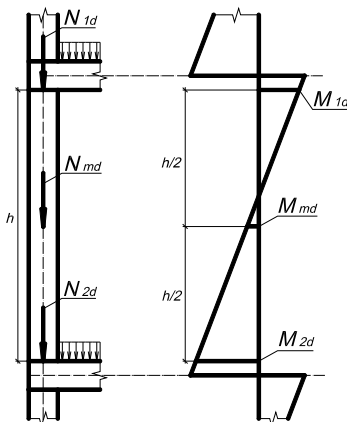


Рис. 2. До розрахунку моментів вигину внаслідок ексцентриситету

N_{id} – розрахункова величина вертикального навантаження зверху або знизу стіни;

e_{he} – ексцентриситет зверху або знизу стіни, викликаний горизонтальним навантаженням (наприклад, вітром);

e_{init} – випадковий ексцентриситет, який приймають для повної висоти стіни, щоб врахувати усі дефекти, і обчислюють за формулою (4):

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450}, \quad (4)$$

тут h_{ef} – вільна висота стіни.

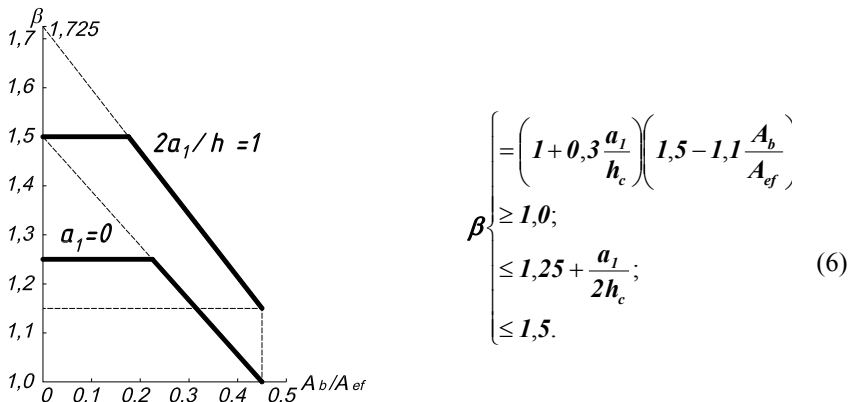
У нових нормах [1], на відміну від попереднього СНиП [3], спостерігається дещо інший підхід при розрахунку стін, що працюють під зосередженим навантаженням (місцевий стиск) – площа стіни, яка "включається у роботу" за умов дії місцевого навантаження, так звана ефективна площа, визначається за відповідною схемою на рис. 3.

Якщо стіна з кам'яної кладки групи 1 завантажена зосередженим навантаженням (за винятком стін із кладкою з заповненням крайніх смуг

розчином), розрахункова величина опору стіни вертикальному навантаженню обчислюється за формулою (5):

$$N_{Rdc} = \beta A_b f_d, \tag{5}$$

де β – коефіцієнт збільшення зосереджених (локальних) навантажень, визначений з умов (6) графічно або аналітично:



для елементів кам'яної кладки груп 2, 3 і 4 коефіцієнт $\beta = 1,0$;

a_1 – відстань від кінця стіни до найближчого краю навантаженої площі (рис. 3);

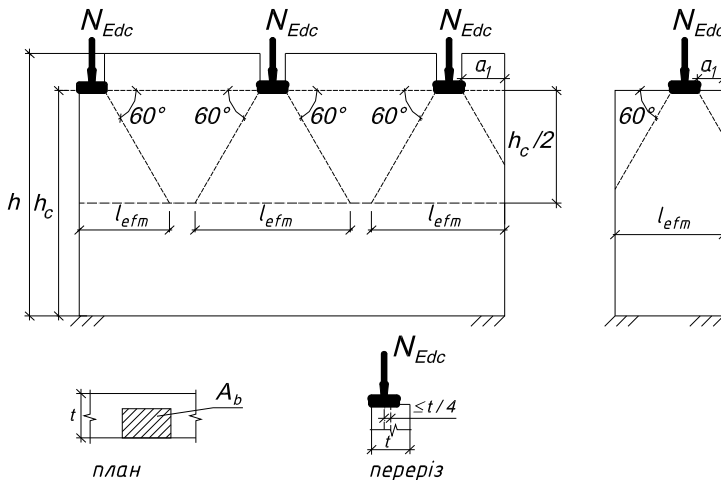


Рис. 3. До розрахунку стін при зосереджених навантаженнях

h_c – висота стіни до рівня навантаження, що прикладається;

A_b – навантажена площа;

f_d – розрахункове значення міцності кладки на стиск;

A_{ef} – значення величини ефективної опорної площі, визначеної з (7):

$$A_{ef} = l_{efm} t, \quad (7)$$

тут l_{efm} – значення ефективної довжини площі розподілення навантаження під опорою, яке вимірюється в основі трапеції на $\frac{1}{2}$ висоти стіни або пілястри (рис. 3);

t – товщина стіни з урахуванням не повністю заповнених швів на глибину більше 5 мм;

A_b / A_{ef} – співвідношення площ, яке не повинно перевищувати 0,45.

Зосереджене навантаження повинне прикладатися на будівельний елемент групи 1 або інший твердий матеріал по довжині, яка дорівнює довжині ділянки завантаження з додатковими ділянками з кожного боку при розподілі навантаження під кутом 60° (рис. 3).

Проектування елементів армованої кам'яної кладки при вигині, вигині і осьовому зусиллі або лише при осьових навантаженнях повинне здійснюватися за умов:

- ділянки перерізу залишаються плоскими;
- арматура деформується, як і пов'язана з нею кладка;
- міцність кладки на розтяг дорівнює нулю;
- величина максимальної деформації стиску вибирається відповідно до використовуваного матеріалу;
- максимальна деформація розтягу арматури вибирається відповідно до матеріалу;
- діаграма залежності деформації від напруження кам'яної кладки приймається лінійною, параболічною, параболічно-прямокутною або прямокутною (рис. 1);
- залежність деформації від напруження арматури визначається згідно з ДБН В.2.6-98;
- для неповністю стиснутих поперечних перерізів гранична деформація стиску не перевищує $\epsilon_{mu} = -0,0035$ для елементів групи 1 і $\epsilon_{mu} = -0,002$ – для елементів груп 2, 3 і 4 (рис. 1).

1. ДБН В.2.6-162:2010. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. – К.: Мінергіонбуд. – 2011. – 98 с. 2. DD ENV 1996-1-1:1996. Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for buildings – Rules for reinforced and unreinforced masonry – (together with United Kingdom National Application Document). 3. СНиП П-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. - М.: Стройиздат, 1983. - 40 с.

УДК 624.012

ПОРІВНЯННЯ РОБОТИ БУРОІН'ЄКЦІЙНИХ ПАЛЬ ТА ПРИЗМАТИЧНИХ ПАЛЬ, ЗАНУРЕНИХ МЕТОДОМ СТАТИЧНОГО ВДАВЛЮВАННЯ

СРАВНЕНИЕ РАБОТЫ БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ И ПРИЗМАТИЧЕСКИХ СВАЙ, ПОГРУЖЕННЫХ МЕТОДОМ СТАТИЧЕСКОГО ВДАВЛИВАНИЯ

COMPARATIVE ANALYSIS OF THE USE OF BUROI'EKCIYNIKH OF PILES AND PRISMATIC PILES, SUBMERGED METHOD OF STATIC PRESSING

Чапюк О.С., к.т.н., доц., Гришкова А.В., Вавринюк Б.А., аспірант, (Луцький національний технічний університет)

Чапюк А.С., к.т.н., доц., Гришкова А.В., Вавринюк Б.А., аспірант, (Луцкий национальный технический университет)

Chapiuk O.S., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, Grishkova A.V., Vavrunyuk B.A., graduate student, (Lutsk National Technical University)

Проведені порівняння роботи буроін'єкційної та призматичної палі, зануреної методом статичного вдавлювання, за часом влаштування та залежністю осідання палі від прикладеного навантаження, в ході яких було зроблено висновок, що більш доцільним є використання буроін'єкційних палей

Проведенные сравнения работы буроинъекционной и призматической свай, погруженной методом статического вдавливания, по времени устройства и зависимостью оседания свай от прилагаемой нагрузки, в ходе которых был сделан вывод, что целесообразнее является использование буроинъекционных свай

Conducted comparisons of work of buroi'ekciynoy and prismatic pile, submerged the method of the static pressing, at times arranging and by dependence of settling piles from the enclosed loading, which a conclusion was done during, that more expedient is the use of buroi'ekciynikh piles

Ключові слова:

Буроін'єкційна і призматична паля, метод статичного вдавлювання, бурова установка BAUER BG-28, вдавлюючий пристрій ВП-250.

Буроинъекционная и призматическая свая, метод статического вдавливания, буровая установка BAUER BG-28, вдавливающее устройство ВП-250.

Buroin'ekciyna and prismatic pile, method of the static pressing, boring setting of BAUER BG-28, pressing device of VP-250.

Вступ Зростаючі обсяги будівельного виробництва та підвищення рівня урбанізації великих міст обумовлюють пошук та освоєння нових ділянок незабудованих територій, які в більшості випадків знаходяться в несприятливих інженерно-геологічних умовах. Крім того, спостерігається тенденція до збільшення поверховості споруджуваних будинків та зведення їх в місцях щільної міської забудови.

Такі умови призводять до збільшення навантажень на основу, а це в свою чергу вимагає пошуку нових видів фундаментів, які б забезпечували не тільки надійну експлуатацію новобудови, але й мали б мінімальний вплив на раніше збудовані будинки та споруди. До таких фундаментів відносяться пальові фундаменти, які дають можливість надійного спорудження будівель в найскладніших ґрунтових умовах.

За останні 15-20 років в будівництві намітилась стійка тенденція до спорудження висотних будівель і споруд, в зв'язку з чим перед проектними установами стоїть важка задача вибору пальових фундаментів під кожен конкретну будівлю. Саме застосування пальових фундаментів забезпечує зменшення загальних нерівномірних деформацій осідання будівель і споруд, зменшує трудові витрати на виконання земляних та бетонних робіт.

Проте сьогодні, поряд з вимогами надійності фундаментів і технологічності їх виконання, великий вплив на вибір того чи іншого типу фундаментів має економічна доцільність їх влаштування та відповідність вимогам природоохоронного законодавства, що передбачає проведення робіт з низьким рівнем шуму та малими енерго- і трудовитратами. В залежності від геологічних умов навантаження на погонний метр фундаменту необхідно вибрати оптимальний варіант пальового фундаменту, який буде виконаний в найкоротші терміни, бути надійним і порівняно дешевим.

Основною метою в даній науковій роботі є: порівняти за часом влаштування та залежністю осідання буроін'екційних паль та призматичних ТОВ «Міліуса» від прикладеного навантаження

Технологія влаштування буроін'екційних паль за допомогою бурової установки BAUER BG-28

До 1995 року найбільш розповсюдженими пальовими фундаментами були фундаменти із забивних і бурунабивних паль. За ініціативи та безпосередньої участі генерального директора ЗАТ фірми «Фундамент», заслуженого будівельника України, академіка Академії будівництва України Шпігеля Г.Д. розроблено та втілено у виробництво нову технологію влаштування паль установкою безперервного циклу (буроін'екційні палі), що дозволило скоротити термін виконання робіт з одночасним підвищенням їх якості. За останні 15 років (з 1995 року) в нашій країні вона набула впровадження у будівельне виробництво.

З 2002 року почали застосовуватися технології улаштування паль методом «розкатки» ґрунту (напірне бетонування через порожній «ущільнювач» без виносу ґрунту на поверхню землі).

Буроін'єкційна паля Ø 520мм і довжиною 11,9м, виготовлена з бетону класу В35, з робочою арматурою Ø 16 класу А400С виготовлена за допомогою бурової установки BAUER BG-28 з такими технічними характеристиками: загальна висота – 26,5м; крутний момент – 270 кНм; потужність двигуна – 354 кВт; робоча вага – 96т; максимальний діаметр свердловини – 1,9-2,1м; максимальна глибина буріння – 71м.

Технологічний цикл виготовлення буроін'єкційних паль включає такі етапи як: буріння у ґрунті, заповнення бетоном, установка арматурного каркасу.



Рис. 1. Бурова установка BAUER BG-28

Особливістю виробництва буроін'єкційних паль буровою установкою BAUER є ущільнення за технологією DDS (Drilling Displacement System). Воно полягає в тому, що буріння свердловини для палі відбувається без витягання ґрунту — за допомогою його розбурювання і ущільнення. Робочий орган бурового інструменту занурюється в ґрунт завдяки своїй особливій формі і обертально-поступальному руху. Використання цієї технології дозволяє уникнути вібраційної і будь-якої динамічної дії на сусідні будівлі і споруди.

Завдяки відсутності операції вилучення зі свердловини ґрунту по технології ущільнення паль (DDS) час виготовлення буроін'єкційних паль складає не більше 15 хв.

Технологія влаштування паль методом статичного вдавлювання, розробленим ТОВ «Міліуса» вдавлюючим пристроєм ВП-250

Наприкінці 90-х років минулого століття почала використовуватись технологія влаштування пальових фундаментів методом статичного вдавлювання, розроблена ТОВ «Міліуса».

Нова високоефективна, енергозберігаюча, безшумна та екологічно чиста технологія дає можливість швидко і якісно споруджувати пальові основи підпірних стін, будинків та споруд, виконувати підсилення існуючих

фундаментів, укріплення набережних, пристаней, інших об'єктів. В останнє десятиліття були створені нові палевдавлюючі агрегати, що забезпечують вдавлююче зусилля у 2300 кН. Це і зробило технологію вдавлювання палі конкурентоздатною не тільки порівняно із забивними, буронабивними, а й з буроін'єкційними палями.

Для дослідження взято палю перерізом 35х35см і довжиною 16,0м, виготовлену з бетону класу В30, з робочою арматурою Ø 16 класу А400С і занурену за допомогою вдавлюючого пристрою ВП-250.

Вдавлювання палі здійснюється зі швидкістю 0,5-0,8 м/хв. Принцип дії установки – покрокове заглиблення палі від дії гідроциліндра, що рухається вертикально по "шахті" установки. Вдавлююче зусилля прикладається вертикально до оголовка палі. Сама "шахта" може здійснювати рух вперед-назад по робочих балках на всю ширину робочого пристрою. Реакція, що передається на палю, сприймається вагою самого пристрою та додатковими вантажами, які розміщуються на привантажувальних балках агрегата.



Рис. 2. Вдавлюючий пристрій ВП-250

За допомогою встановленої маслостанції створюється тиск у гідроциліндрі, що передає зусилля вдавлювання на палю. Агрегат здійснює переміщення по підкранових колях. Максимальна відстань між нитками колій складає 10,8 м.

Отже, конструкція вдавлюючого пристрою ВП-250 розроблена таким чином, що створюється можливість влаштування палі без перемонтажу в межах усієї захватки. Пристрій обслуговується одним краном вантажопідйомністю 200 кН (20 тонн).

Проведення стендових випробувань досліджуваних видів палі статичними навантаженнями та порівняльний аналіз одержаних результатів

Випробування палі проводять з метою контролю відповідності їх несучої здатності розрахунковим навантаженням, прийнятим в проекті пального фундаменту. Несуча здатність палі або здатність сприйняття палею

зовнішніх навантажень в даному дослідженні визначається методом статичного випробування паль.

Статичні випробування паль, що проводяться при інженерних дослідженнях для будівництва з метою здобуття даних, необхідних для обґрунтування вибору типу фундаментів, їх параметрів і способів пристрою, у тому числі:

- визначення вигляду і розмірів паль і їх несучої здатності;
- перевірки можливості занурення паль на намічену глибину, а також відносної оцінки однорідності ґрунтів по їх опору зануренню паль;
- визначення залежності переміщення паль в ґрунті від навантажень і в часі.

В науковій роботі для порівняння буроін'єкційної палі та призматичної палі, зануреної методом статичного вдавлювання, проводиться метод стендового випробування статичними вдавлювальними навантаженнями.

Суть методу полягає у прикладенні тарованого ступінчастого навантаження до оголовку палі й виміру осідання палі при дії цього навантаження.

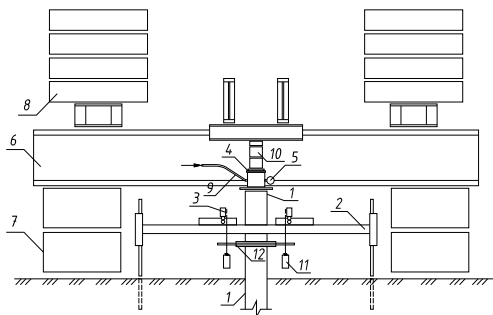


Рис. 3. Схема установки з вантажем для випробування несучої здатності паль статичними вдавлювальними навантаженнями: 1 – пала, що підлягає випробуванню;

2 – реперна система; 3 – прогиноміри; 4 – домкрат; 5 – манометр; 6 – установка з системою балок; 7 – опорні блоки; 8 – тарований вантаж; 9 – гідравлічний шланг; 10 – набір пластин труб; 11 – вантаж 1-1,5кг; 12 – рамка з «вусиками»

До складу установки для випробування несучої здатності паль статичними вдавлюючими навантаженнями входить:

- пристрій для навантаження палі (домкрати або тарований вантаж);
- опорна конструкція для сприйняття реактивних сил (система балок або ферм з анкерними палями і вантажна платформа);
- пристрій для виміру переміщень палі в процесі випробування (система реперів з вимірювальними приладами).

Всі конструкції установок, вживаних для випробувань, мають бути розраховані на навантаження, що перевищує на 20 % найбільше навантаження, передбачене програмою випробувань.

Пристрій для навантаження палі повинен забезпечувати співвісну і центральну передачу навантажень на палю, можливість передачі навантажень рівнями, постійність тиску на кожному рівні вантаження.

Підготовка починається з тарування домкрата. Домкрат встановлюється між упорною системою і палею. Репер, що є, як правило, П-подібною жорсткою рамою, встановлюється так, щоб він не міняв свого геометричного положення під час роботи. До репера кріплять прогиноміри.

На голову палі встановлюється сталевий кожух, з привареними кріпленнями для дроту прогиномірів.



a



б

Рис. 4. Випробування несучої здатності палі статичними вдавлювальними навантаженнями: а) стенд для випробування несучої здатності палі; б) буроін'єкційна палія, що підлягає випробуванню

Для вимірювання осідання буроін'єкційної палі використовуються прогиноміри Максимова з ціною поділки 0,1мм, а для вимірювання осідання призматичної статично вдавненої палі – прогиноміри моделі 6 ПАО.

Завантаження випробовуваної палі проводиться рівномірно, без ударів, ступенями навантаження, значення яких визначається програмою випробувань, але приймається не більше 1/5 заданого в програмі найбільшого навантаження на палю для перших трьох ступенів і 1/10 – для подальших ступенів вантаження.

Розвантаження палі після закінчення випробування проводиться ступенями, рівними подвоєним значенням ступенів навантаження. Тривалість ступеня розвантаження приймається не менше 15 хв.

Після закінчення випробувань, отриманих та опрацьованих результатів, побудовано графік порівняння залежності осідання палі від навантаження по цих видах палі для того, щоб наочно побачити різницю між осіданням S буроін'єкційної палі та призматичної палі ТОВ «Міліуса» відповідно прикладеного навантаження Р (рис. 5).

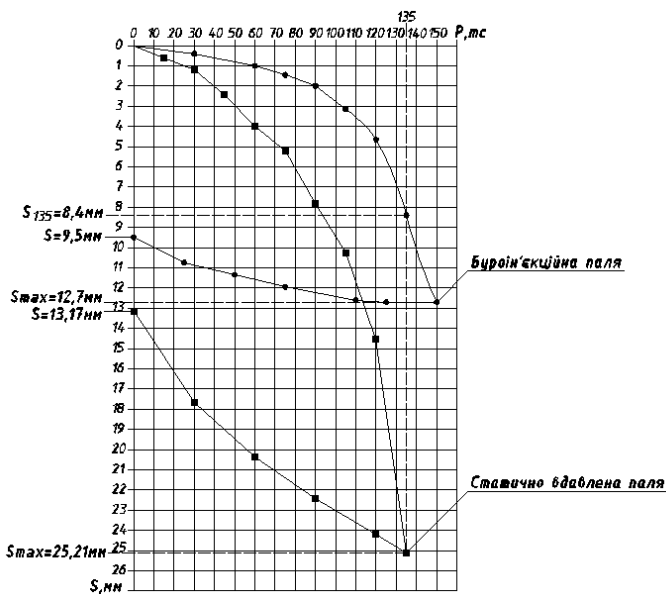


Рис. 5. Порівняння залежності осідання S, мм двох видів паль від прикладеного навантаження P, кН

Аналіз графіку порівняння залежності осідання S, мм від прикладеного навантаження P, кН:

- при однакових величинах прикладеного навантаження, а саме 300кН, 600кН, 750кН, 900кН, 1050кН, 1200кН та 1350кН, прослідковуються різні за величиною осідання по двох видах паль;
- у процесі розвантаження паль виникають залишкові деформації;
- при максимально прикладеному навантаженні величиною 1500кН, осідання бурин'єкційної паллі складає 12,7мм;
- при повному розвантаженні осідання бурин'єкційної паллі становить 9,5мм, тоді залишкові деформації – 3,2мм;
- при максимально прикладеному навантаженні величиною 1350кН, осідання статично вдавленої паллі складає 25,21мм;
- при повному розвантаженні осідання статично вдавленої паллі становить 13,17мм, тоді залишкові деформації – 12,04мм.

Висновки

1. Переваги технології влаштування бурин'єкційних паль за допомогою бурової установки BAUER BG-28:

- висока несуча спроможність: витіснення об'єкта ґрунту в навколишнє середовище створює циліндричний стовбур ґрунту, який має високу щільність; площа передачі тиску (ущільнений об'єм ґрунту) збільшується приблизно на 30%; як наслідок, відбувається збільшення поверхні тертя

приблизно на 39% і тиск на основу приблизно на 50÷70% (по відношенню до номінального діаметра);

- висока продуктивність роботи. Виключається вивіз вибуреного ґрунту з будмайданчика;

- відсутність шламу, що дозволяє вести роботи в забруднених місцях і вільно переміщати бурове устаткування по майданчику в будь-якому напрямі;

- мінімізація витрат бетону: в результаті ущільнення значно зменшується перевитрати бетону порівняно з іншими методиками безперервного буріння;

- знижена вартість виготовлення: комбінація високої швидкості буріння, короткого часу бетонування (висока продуктивність бетононасосу для закачки бетону) і незначного часу, який витрачається на переміщення, дозволяє досягати значень денної продуктивності, які набагато перевищують традиційні методи улаштування паль; низька вартість тони докладеного навантаження (завдяки збільшувачій несучій здатності в результаті ефекту ущільнення).

2. Переваги технології влаштування паль методом статичного вдавлювання ТОВ «Міліуса» вдавлюючим пристроєм ВП-250:

- високоефективна, енергозберігаюча, безшумна та екологічно чиста технологія;

- дає можливість швидко і якісно споруджувати пальові основи підпірних стін, будинків та споруд, виконувати підсилення існуючих фундаментів, укріплення набережних, пристаней, інших об'єктів;

3. Тривалість повного технологічного циклу для виготовлення буроін'єкційної палі Ø 520 мм і глибиною 11,90 м становить не більше 15 хв, а процесу занурення призматичної палі методом статичного вдавлювання ТОВ «Міліуса», перерізом 35х35см і довжиною 16,0м - 60хв, тобто в 4 рази більше;

4. Величина осідання буроін'єкційної палі при однакових величинах прикладеного навантаження майже в 3 рази менша від величини осідання призматичної статично вдавленої палі;

Провівши порівняльний аналіз влаштування буроін'єкційних паль та призматичних паль, занурених методом статичного вдавлювання, більш доцільним є використання буроін'єкційних паль.

1. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд ЗМІНА №1 (Пальові фундаменти). 2. ДСТУ В.2.1-6-2000 Ґрунти. Польові випробування. Загальні положення. 3. ДСТУ В.2.1-1-95 Ґрунти. Методи польових іспитів палями. 4. Шпигель Г. Д., Козел П. Ф. Технологія устроїства свай методом уплотнення (раскатывания) ґрунтов // Нові технології в будівництві.– К., 2004. 5. Рак С.М. Исследование работы свай. – М.: Машстройиздат, 1950. 6. Бойко І.П., Карпенко Ю.В., Новофастовський С.М., Подпратов В.С. Дослідження несучої здатності буроін'єкційних паль великого діаметру// Основи і фундаменти. – Вип. 27. – К.: КНУБА, 2002. 7. Корниенко М.В., Пресняков О.Б. Про визначення несучої здатності вдавлюваних паль// Будівельні конструкції.: Міжвід. Наук. – техн. зб. – К.: НДІБК, 2003,- Вип. 58.

УДК 539.3

**ДОСЛІДЖЕННЯ ЗГИНУ КРУГЛОЇ ТРАНСТРОПНОЇ ПЛИТИ,
ПОСЛАБЛЕНОЇ ДИСКОПОДІБНОЮ ВНУТРІШНЬОЮ ТРІЩИНОЮ**

**ИССЛЕДОВАНИЕ ИЗГИБА КРУГЛОЙ ТРАНСТРОПНОЙ ПЛИТЫ,
ОСЛАБЛЕННОЙ ДИСКОПОДОБНОЙ ВНУТРЕННЕЙ ТРЕЩИНОЙ**

**THE BENDING OF CIRCULAR TRANSTROPIC PLATE, DEFECTIVE DISKLIKE
BY INNER CRACK**

**Шваб'юк В.І., д.т.н., професор, Ротко С.В., к.т.н., доцент, Маткова А.В.,
к.т.н., доцент, Ротко В.О., аспірант (Луцький національний технічний
університет, м. Луцьк)**

**Шваб'юк В.И., д.т.н., профессор, Ротко С.В., к.т.н., доцент, Маткова А.В.,
к.т.н., доцент, Ротко В.О., аспирант (Луцкий национальный технический
университет, г. Луцк)**

**Shvabyuk V.I., doctor of technical sciences, Rotko S.V., candidate of technical
sciences, Matkova A.V., candidate of technical sciences, Rotko V.O., post-
graduate student (Lutsk National Technical University, Lutsk)**

**Розглядається згин круглої транструпної пластини, послабленої
внутрішньою дископодібною тріщиною у площині, паралельній до
серединної поверхні. Дається аналіз напружено-деформованого стану на
зовнішніх поверхнях пластини та тріщини.**

**Рассматривается изгиб круглой транструпной пластины, ослабленной
внутренней дископодобной трещиной в плоскости, параллельной к
серединной поверхности. Дается анализ напряженно-деформованного
состояния на внешних поверхностях пластины и трещины.**

**In the article it has been considered the axisymmetrical bending of circular
transtropic plate, which has been defective disklike by inner crack. It has been
analyzed the results depending on length and position of crack.**

Ключові слова:

Транстропна пластина, згин, тріщина, напруження, переміщення.
 Транстропная пластина, изгиб, трещина, напряжение, перемещения.
 Transtropic plate, bending, crack, stress, displacement.

Вступ. Розглядається згин круглої транстропної (трансверсально-ізотропної) пластини, послабленої внутрішньою дископодібною тріщиною у площині, паралельній до серединної поверхні. На відміну від роботи [1], де тріщина була закритою ($q^+ = 0; q^- = q$), у даній роботі розглядається випадок розкриття тріщини навантаженням ($q^+ = q; q^- = 0$). Досліджується вплив поперечної анізотропії матеріалу та довжини тріщини на величини напружень і переміщень, порівняно із результатами класичної теорії.

Постанова задачі. Кругла пластина, радіусом R , товщиною $2h$, навантажена розподіленим по поверхні $z = h$ навантаженням q (рис. 1а). На віддалі $h_0 \in [0; h]$ від нижньої поверхні пластина має дископодібну тріщину радіусом l , паралельно до серединної поверхні.

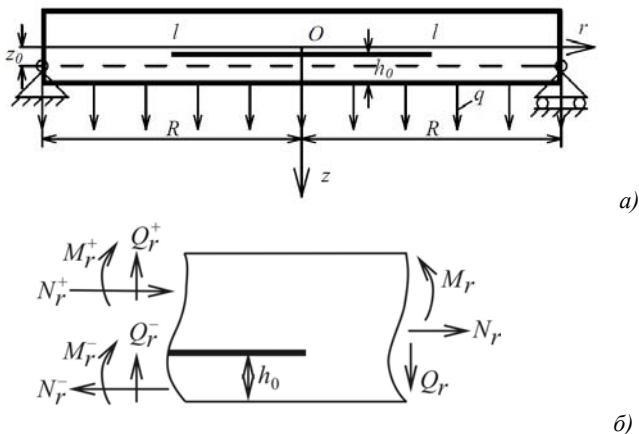


Рис. 1. Схема навантаження круглої пластини

Будемо вважати, що при такому способі навантаження поверхні тріщини вільні від контактних навантажень. Тому для розв'язання поставленої задачі скористаємося методикою та формулами [1], а також розрахунковими рівняннями неklasичної моделі згину пластин середньої товщини [2].

Розрахункові рівняння. Граничні умови. Рівняння згину плити розподіленим навантаженням у циліндричній системі координат за такою моделлю мають вигляд [2]:

$$D_i \Delta^2 w_i = q_{i2} - \varepsilon_1 h_i^2 \Delta^2 q_{i2} - \varepsilon_2 h_i^4 \Delta^2 q_{i2}, \quad (1)$$

$$K'_i \Delta w_\tau^{(i)} = -q_{i2}; \quad \Delta u_i - \frac{u_i}{r^2} = -\frac{A'}{\tilde{E}} \frac{dq_{i1}}{dr},$$

де $D_i = \begin{cases} D_1 & r \in (0; l) \\ D_2 & r \in (l; R) \end{cases}, i = 1$ для $r \in [0; l); i = 2$ для $r \in (l; R];$

$$D_i = D_2 = I\tilde{E}; \quad I = 2h^3/3; \quad \Delta \equiv \frac{d^2}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d}{dr}; \quad K'_i = \frac{4}{3} G' h_i;$$

$$K'_i = K' = 4G'h/3; \quad w_\tau^{(i)} = -\frac{5}{4} \varepsilon_\tau h_i^2 \Delta w_i - \frac{\varepsilon_1}{K'_i} h_i^2 q_{i2} - \frac{\varepsilon_2}{K'} h_i^4 \Delta q_{i2};$$

$$\varepsilon_\tau = \frac{2}{5} \frac{\tilde{E}}{G'}; \quad \varepsilon_1 = \frac{2}{5} (1 - 0,75\nu^*) \frac{\tilde{E}}{G'}; \quad q_{i1} = 0,5q^+;$$

$$q_{i2} = q^+; \quad u_i, w_i, w_{i\tau}, h_i = u, w, w_\tau, h \quad \text{для області } r > l;$$

$$h_i = h^+ = h(1 - \beta); \quad \beta = h_0/2h; \quad q_{i1} = q_{a1} = 0,$$

$$q_{i2} = q_{a2} = 0, \quad u_i, w_i, w_{i\tau} = u^+, w^+, w_\tau^+; \quad D_i = D_1^+ = I^+ \tilde{E};$$

$$I^+ = 2h^3(1 - \beta)^3/3, \quad K'_i = K'_a = 4G'h(1 - \beta)/3 \quad \text{або}$$

$$D_i = D_1^- = I^- \tilde{E}; \quad I^- = h_0^3/12; \quad \hat{E}'_i = 2G'h_0/3; \quad q_{i1} = 0,5q;$$

$q_{i2} = q; u_i, w_i, w_{i\tau}, h_i = u^-, w^-, w_\tau^-, h_0/2$, відповідно для верхньої і нижньої частин плити області $r \leq l$;

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{20} (1 - \nu^*) \frac{\tilde{E}}{E'}; \quad \tilde{E} = E/(1 - \nu^2); \quad A' = \frac{\nu''}{1 - \nu}; \quad E, E', G,$$

G', ν, ν'' – модулі пружності та коефіцієнти Пуассона матеріалу плити у поздовжньому та поперечному (зі штрихами) напрямках; $q^+ = q = const$ – розподілене навантаження, прикладене до нижньої грані плити ($z = h$); u_i – горизонтальні переміщення серединних поверхонь частин плити; w, w_τ – повна та зсувна складові вертикального переміщення серединної поверхні суцільної плити; римські цифри біля величин w, w_τ, u та q_1, q_2 є

відповідними порядками похідної за змінною r ; нижні індекси «в» і «н» біля величин q_1, q_2, \tilde{E}'_i стосуються серединних поверхонь відповідно верхньої або нижньої частин плити в області тріщини; $2h$ – висота перерізу плити; h_0 – товщина частини плити під тріщиною. У випадку поставленої задачі навантаження на поверхню ($z = -h$) плити відсутнє, тобто $q^- \equiv 0$.

Розв'язки рівнянь системи (1) можна подати у вигляді:

$$w_i = A_i r^2 + \tilde{B}_i r^2 \ln \frac{r}{R} + C_i \ln \frac{r}{R} + K_i + \frac{q_{i2} r^4}{64 D_i}, \quad (i = 1, 2); \quad (2)$$

$$w_\tau^{(i)} = A_\tau^{(i)} + B_\tau^{(i)} \ln r / R - q_{i2} r^2 / 4 K_i', \quad u_i = F_i r + L_i r^{-1} + u_i^*,$$

де $A_i, \tilde{B}_i, C_i, K_i, A_\tau^{(i)}, B_\tau^{(i)}, F_i, L_i$ – сталі інтегрування, що знаходяться із граничних умов; u_i^* – часткові розв'язки.

З умови обмеженості прогину та згинального моменту в центрі плити слідує, що сталі інтегрування мусять дорівнювати $\tilde{B}_1 = C_1 = B_\tau^{(1)} = L_1 = 0$. У зв'язку з тим, що характеристики напружено - деформованого стану, які позначаються індексом 1 (область плити з тріщиною), можуть належати або до характеристик верхньої частини, або до характеристик нижньої частини плити, то з метою розпізнавання будемо ще додатково їх позначати значками «+» або «-». Тоді для ділянки $(0, l)$ плити переміщення (2) для частини плити під тріщиною будуть мати вигляд:

$$w_1^- = A_1^- r^2 + K_1^- + q r^4 / 64 D_1^-, \quad (3)$$

$$w_\tau^- = A_\tau^- - q r^2 / (4 K_1'), \quad u_1^- = F_1^- r + v'' q r / 2 E.$$

Для ділянки плити $(l; R)$:

$$w_2 = A_2 r^2 + \tilde{B}_2 r^2 \ln r / R + K_2 + q r^4 / 64 D_2; \quad (4)$$

$$w_\tau^{(2)} = A_\tau^{(2)} + B_\tau^{(2)} \ln r / R - q r^2 / 4 K_2', \quad u_2 = F_2 r + v'' q r / 2 E.$$

Для визначення сталих інтегрування $A_i, \tilde{B}_2, K_i, B_\tau^{(2)}, A_\tau^{(i)}, F_i$ використаємо граничні умови закріплення на краю плити $r = R$, які у випадку шарнірного опертя краю плити будуть такими:

$$w_2(R) = 0, \quad w_\tau(R) = 0, \quad M_{r2}(R) = 0, \quad N_{r2}(R) = 0. \quad (5)$$

Задоволення умов (5) призводить до визначення усіх невідомих коефіцієнтів. Вважалось, що коефіцієнти $B_2, B_r^{(2)}$ для даного навантаження є нульовими ($\tilde{B}_2 = B_r^{(2)} = 0$).

Крім умов (5) на краю пластини, мають виконуватися граничні умови на межі зони поширення тріщини у середині плити $r = l$:

$$N_r^-(l) = \int_{h-h_0}^h \sigma_r(l, z) dz; \quad w_1^-(l) = W(l, h(1-\beta)) \text{ для } z_i = 0, \\ \sigma_r^-(l, \beta h) = \sigma_r(l, h) \text{ для } z_i = \beta h. \quad (6)$$

$$\sigma_r^-(r, z_i) = \frac{N_r^-(r)}{h_0} + \frac{M_r^-(r)}{I^-} z_i + \frac{z_i G^* q_i}{3I^-} (z_i^2 - 0,15h_0^2);$$

де $z_i = z - h + h_0/2$ — координата локальної системи координат для частини плити під тріщиною, вниз від її серединної поверхні.

Задовольнивши граничні умови (6) на межі $r = l$, одержимо рівності для визначення інших невідомих сталих інтегрування:

$$A_1^- l^2 - t A_2 l^2 + K_1^- - K_2 + \frac{q l^4}{64 D \delta} (1 - \delta - \delta') - \frac{q h}{8 E'} B(\beta) = 0, \\ N_{r1}^-(l) h / \beta + 3 M_{r1}^-(l) / \beta^2 = 3 M_{r2}(l); \quad (7) \\ N_{r1}^-(l) = 3 \beta (1 - \beta) M_{r2}(l) / h - 0,1 q h G^* f / 4,$$

$$F_1^- = -\nu'' / E + \frac{1 - \nu}{h_0 E} \left[3 \beta (1 - \beta) M_{r2}(l) / h - 0,1 q h G^* f / 4 \right];$$

$$B = \alpha_0 (1 - \beta) [8 + f_1(\beta) B_2 + \tilde{A}_2]; \quad M_{r2}(l) = \frac{q R^2}{16} (3 + \nu) (1 - \theta^2).$$

$$\delta' = 8 \delta A' (1 - \beta)^2 h^2 / l^2 = 4 \delta (t - 1); \quad t = 1 + 2 A' (1 - \beta)^2 h^2 / l^2.$$

$$f_1(\beta) = (1 - \beta)(5 + 2\beta - \beta^2); \quad f = 1 - (1 - 2\beta)^2 (1 + 20\beta(1 - \beta)).$$

$$\tilde{A}_2 = \frac{(\nu'')^2 (1 - \beta)^3 E'}{2(1 - \nu - 2\nu'\nu'')G}; \quad G^* = \frac{0,25}{(1 - \nu)} \left(\frac{E}{G'} - \nu'' (3 + \nu) \right).$$

Розв'язуючи одержані системи рівнянь, знаходимо сталі інтегрування A_1 , $K_1 = w_1^-(0)$ – найбільший прогин нижньої частини плити у її центрі, а

також величину $M_{r1}^-(l)$:

$$w_1^- = \frac{qR^4}{64D} \frac{5+\nu}{1+\nu} \left[1 + \frac{\theta^4}{\delta} - \theta^4 - \Pi + \frac{32\varepsilon_0}{5+\nu} \frac{h^2}{R^2} \left(1 + \theta^2 \left(\frac{\beta^2}{\delta} - t \right) \right) \right] + \frac{\theta^2 q R^2 h^2 G^*}{15(1+\nu)D} \left(\frac{1}{\beta} + \frac{f}{16\beta^2} \right) + \frac{qhB}{8E'}; \Pi = \frac{\delta' \theta^2}{2\delta} \left(\frac{3+\nu}{5+\nu} - 2\theta^2 \frac{1+\nu}{5+\nu} \right).$$

$$M_{r1}^-(l) = \frac{q\beta^3 R^2}{16} (3+\nu)(1-\theta^2) + 0,1\beta q h^2 f G^* / 12. \quad (8)$$

Основні результати. Вирази для максимальних напружень $\sigma_{r1}^-(0, \pm h_0/2)$ знаходимо із рівнянь (6), (7):

$$\sigma_{r1}^-(0, \pm h_0/2) = \frac{N_{r1}^-(l)}{2\beta h} \pm \frac{3M_{r1}^-(0)}{2\beta^2 h^2} \pm 0,2G^* q, \quad (9)$$

$$\text{а} \quad N_{r1}^-(l) = 3\beta(1-\beta)M_{r2}(l)/h - 0,1qhG^* f / 4.$$

Підставивши у рівність (9) значення величин $N_{r1}^-(l)$ та $M_{r1}^-(0) = M_{r1}^-(l) + \frac{3+\nu}{16} ql^2$, одержимо замкнуті формули для максимальних напружень σ_{r1}^- на зовнішніх поверхнях плити під тріщиною:

$$\sigma_{r1}^-(0, h_0/2) = \frac{3(3+\nu)qR^2}{32h^2} \left[1 + \left(\frac{\beta}{\delta} - 1 \right) \theta^2 \right] + 0,2G^* q; \quad (10)$$

$$\sigma_{r1}^-(0, -h_0/2) = \frac{3(3+\nu)qR^2}{32h^2} \left[(1-\theta^2)(1-2\beta) - \frac{\beta}{\delta} \theta^2 \right] -$$

$$-0,2G^* q(1 + 0,125f(\beta)/\beta).$$

Для визначення напружень у плиті над тріщиною (де $q_{a2} = 0$) скористаємося формулою (6) у місцевих координатах (z_a, r):

$$\sigma_r^+(r, z_a) = \frac{N_r^+}{h_0} + \frac{M_r^+}{I^+} z_a, \quad (11)$$

де $z_a = z + \beta h$ — координата локальної системи координат для частини плити над тріщиною, що направлена вниз від її серединної поверхні.

Величини N_r^+ , M_r^+ знаходимо із поверхневих умов для верхньої плити на межі тріщини $r = l$:

$$N_r^+(l) = \int_{-h}^{h(1-2\beta)} \sigma_r(l, z) dz; \quad \sigma_r^+(l, -(1-\beta)h) = \sigma_r(l, -h). \quad (12)$$

Задовольнивши цим умовам, одержимо:

$$N_{r1}^+(l) = -3\beta(1-\beta)M_{r2}(l)/h + 0,1qhG^*f/4; \quad (13)$$

$$3M_{r1}^+(l) = h(1-\beta)N_{r1}^+(l) + 3(1-\beta)^2 M_{r2}(l).$$

Звідки

$$M_{r1}^+(l) = (1-\beta)^3 M_{r2}(l) + 0,1(1-\beta)qh^2 f G^* / 12. \quad (14)$$

Вирази для максимальних напружень $\sigma_{r1}^+(0, \pm h_a/2)$ знаходимо із рівності (11), із урахуванням залежностей (13), (14):

$$\sigma_{r1}^+(0, \pm h_a/2) = \frac{N_{r1}^+(l)}{2(1-\beta)h} \pm \frac{3M_{r1}^+(0)}{2(1-\beta)^2 h^2}, \quad (15)$$

де $h_a = 2h^+ = 2h(1-\beta)$; $M_{r1}^+(0) = M_{r1}^+(l)$.

Підставивши у рівність (15) значення величин $N_{r1}^+(l)$ та $M_{r1}^+(0)$, одержимо замкнуті формули для максимальних напружень σ_{r1}^+ на зовнішніх поверхнях $z_a = \pm h_a/2$ частини плити над тріщиною:

$$\sigma_{r1}^+(0, -h_a/2) = -\frac{3(3+\nu)qR^2}{32h^2} \left[1 + \frac{\theta^2}{\delta} (1-\beta-\delta) \right]; \quad (16)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{r1}^+(0, h_a/2) &= \\ &= \sigma_{\epsilon\epsilon} \left[\theta^2 + \frac{\theta^2}{\delta} (1-\beta-\delta) + (1-\theta^2)(1-2\beta) \right] + 0,025G^* qf(\beta)/\beta. \end{aligned}$$

Тут $\sigma_{\varepsilon\varepsilon} = -\frac{3(3+\nu)qR^2}{32h^2}$ — максимальне напруження у суцільній плиті (товщиною $2h$) за гіпотезами класичної теорії.

Якщо дископодібна тріщина у середині плити повністю ділить її на дві частини довільної товщини ($\theta = 1$), то формули (15), (16) для максимальних напружень, що встановлюються у цих частинах, будуть мати вигляд:

$$\begin{aligned}\sigma_{r1}^+(0, h_a/2) &= \sigma_{\varepsilon\varepsilon} \frac{(1-\beta)}{\delta} + 0,025G^* qf / \delta. & (17) \\ \sigma_{r1}^+(0, -h_a/2) &= -\sigma_{\varepsilon\varepsilon} \frac{(1-\beta)}{\delta}, \quad \sigma_{r1}^-(0, h_0/2) = \sigma_{\varepsilon\varepsilon} \frac{\beta}{\delta} + 0,2G^* q. \\ \sigma_{r1}^-(0, -h_0/2) &= -\sigma_{\varepsilon\varepsilon} \frac{\beta}{\delta} - 0,2G^* q(1 + 0,125f / \delta).\end{aligned}$$

Знехтувавши у формулах (17) параметром G^* , що враховує ефекти впливу деформацій поперечного зсуву та обтиснення, одержимо елементарні формули класичної теорії згину для визначення максимальних напружень у тонких пластинах, що спільно згинаються під дією поперечного навантаження:

$$\sigma_r^+(0, \pm h_a/2) = -\sigma_{\varepsilon\varepsilon} \frac{(1-\beta)}{\delta}, \quad \sigma_r^-(0, \pm h_0/2) = \pm \sigma_{\varepsilon\varepsilon} \frac{\beta}{\delta}. \quad (18)$$

Згідно наведених формул (18) величини максимальних напружень у цих пластинах будуть прямо пропорційними до їх товщин і обернено пропорційними до параметра δ . За уточненою теорією плит середньої товщини (формули (17)) таких чітких закономірностей не спостерігається. Разом з тим, видно, що формули (18) повністю співпадають із відповідними формулами роботи [1], де тріщина була закритою. Тобто, у цих випадках класична теорія пластин не «реагує» на зміну способу навантаження та стан тріщини у середині пластини. Використавши формули для $W(r, z)$ та $U(r, z)$, отримаємо вирази для переміщень у довільній точці пластини.

Використавши формули (20)-(28) для випадку $\theta = 1, \beta = 0,5$, коли тріщина ділить плиту на дві рівних половини, одержимо максимальні напруження на зовнішніх поверхнях точок центральної осі плити — $\sigma_r(0, \pm h)$ та максимальні напруження на поверхнях тріщини у середині

плити «над» і «під» тріщиною — $\sigma_{r1}(0, \mp 0)$, а також максимальні переміщення $w_1^-(0)$. Порівнявши їх із відповідними формулами [3] для плити без тріщини, бачимо, що її жорсткість знижується майже у чотири рази, а міцність — більш ніж удвічі, порівняно із суцільною плитою.

Випадок $\theta = 0, \beta = 1$ у формулах (17)-(18) повністю співпадає із результатами для суцільної круглої плити, що одержані раніше в роботах авторів [3], а також за формулами теорії анізотропних товстих плит, одержаних С.Г. Лехницьким [4].

Величини $\tilde{\delta}, \tilde{B}, \varepsilon_0, G^*$ та B у формулах для вертикального переміщення $w_1^-(0)$ і нормальних напружень σ_{r1} враховують ефекти поперечного зсуву та обтиснення. Прирівнявши їх значення у цих формулах до нуля, одержимо елементарні формули для напружень і переміщень за гіпотезами класичної теорії пластин:

$$\sigma_{r1}^{\pm}(0, \pm h) = \pm \sigma_{\varepsilon\varepsilon} (1 + \theta^2), \quad \sigma_{r1}^{\pm}(0, \pm 0) = \pm 2 \sigma_{\varepsilon\varepsilon} \theta^2. \quad (19)$$

$$w_1^-(0) = \frac{qR^4}{64D} \frac{5 + \nu}{1 + \nu} (1 + 3\theta^4).$$

Висновки. Аналіз отриманих результатів показує, що і радіус тріщини, і поперечна анізотропія матеріалу, а також спосіб навантаження, суттєво впливають на максимальні переміщення і напруження у плиті. Видно, що зі збільшенням товщини плити цей вплив суттєво збільшується. Разом з тим, класична теорія пластин не «реагує» на зміну способу навантаження та стан тріщини в середині пластини.

1. Швабюк В.І., Ротко С.В., Гуда О.В. Осесиметричний згин круглої трансропної плити, послабленої внутрішньою тріщиною // Математичні проблеми механіки неоднорідних структур.—Львів: ІПММ НАН України ім. Я.С. Підстригача. 2010.- С.98-99.
2. Швабюк В.И. Учет эффекта сжимаемости нормали в контактных задачах для трансверсально изотропных плит. // Прикл. Механика. К.: 1980. Т.16. №4. С.71-77.
3. Швабюк В.И., Глек Р.И. Изгиб круглых трансверсально изотропных плит с учетом поперечного сдвига и обжатия. // Расчет пространственных строительных конструкций. Куйбышев: КуИСИ, 1979. В.8.– С.95-101.
4. Лехницький С.Г. К теорії анізотропних товстих плит. Изв.АН ССР,ОТН, мех. и машстр., 1959. № 2.– С.141-145.

УДК 624.016.7

ВРАХУВАННЯ ВПЛИВУ ЧИННИКІВ ЧАСУ ТА ВМІСТУ ОРГАНІЧНОЇ РЕЧОВИНИ НА МІЦНІСТЬ ЗРАЗКІВ ҐРУНТОЦЕМЕНТУ

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ФАКТОРОВ ВРЕМЕНИ И СОДЕРЖАНИЯ ОРГАНИЧЕСКОГО ВЕЩЕСТВА НА ПРОЧНОСТЬ ОБРАЗЦОВ ҐРУНТОЦЕМЕНТА

ВПЛИВ ЧИННИКІВ ЧАСУ ТА ВМІСТУ ОРГАНІЧНОЇ РЕЧОВИНИ НА МІЦНІСТЬ ЗРАЗКІВ ҐРУНТОЦЕМЕНТУ

Ярмолюк О.І., аспірант, (Луцький національний технічний університет)

Ярмолюк А.И., аспірант, (Луцкий национальный технический университет)

Iarmoliuk O.I., postgraduate student, (Lutsk National Technical University)

Подано результати досліджень впливу чинників часу і вмісту органічної речовини на міцність ґрунтоцEMENTНИХ елементів, виготовлених у лабораторних умовах. Обґрунтовано можливість зміцнення заторфованих ґрунтів ґрунтоцEMENTНИМИ елементами.

Приведены результаты исследования влияния факторов времени и содержания органических веществ на прочность ґрунтоцEMENTНЫХ элементов, изготовленных в лаборатории. Обоснована возможность упрочнения заторфованных ґрунтов ґрунтоцEMENTНЫМИ элементами.

The results of investigations of influences factors of time and containing organic matter to strength of soil-cement elements made in laboratory conditions are presented. The possibility of hardening the soils containing peat by soil cement elements was substantiated.

Ключові слова:

Армування, ґрунтоцEMENT, органічна речовина, призмova міцність.

Армирование, ґрунтоцEMENT, органическое вещество, призмennaя прочность.

Reinforcement, soil-cement, organic matter, compression strength.

Вступ. Актуальною проблемою будівництва є покращення геотехнічних властивостей ґрунтів майданчиків зі складними інженерно-геологічними умовами, до яких відносять зсувонебезпечні схили, ділянки з високим рівнем ґрунтових вод, слабкі шари. Серед ефективних рішень цієї проблеми – метод армування масивів ґрунтоцEMENTНИМИ елементами (ГЦЕ) [1-9]. Він є відносно

новим у геотехніці. Накопичено позитивний досвід використання даного методу за струминно-змішувальною та бурозмішувальною технологіями у центральній частині України. Ці технології, застосовують для поліпшення властивостей лесових просадочних ґрунтів під фундаменти будівель і споруд, закріплення зсувонебезпечних схилів, улаштування протифільтраційних завіс, закріплення стінок котлованів тощо.

Аналізуючи останні дослідження різних аспектів армування слабких основ за ґрунтоцементним методом, можна зробити узагальнення, що ефективність його використання полягає в підвищенні усередненого модуля деформації закріпленої основи, зниженні нерівномірності осідань основи та загальному зменшенні деформацій за рахунок перерозподілу напружень на значно більші об'єми масиву. Це підтверджують: 1) лабораторні дослідження як самого ґрунтоцементного матеріалу [1-3, 8], так і штапові випробування закріплених ґрунтів у лотку; 2) моделюванням розподілу напружень і осідань з допомогою спеціалізованого програмного забезпечення [2, 5]; 3) досвідом спостережень за осіданнями та деформаціями зведених об'єктів [1, 2, 4].

Як показали дослідження [7, 8], між бетоном і ґрунтоцементом можна провести ряд паралелей. Зокрема, відзначено, що ґрунтоцемент як і бетон схильний до довготривалого набирання міцності особливо в умовах високої вологості оточуючого середовища. Аналогічно бетону міцність ґрунтоцементу залежить і від вмісту цементу та якості заповнювачів (у випадку ґрунтоцементу – від фізико-механічних властивостей ґрунту).

Не вивченим, між тим, залишалось питання можливості та ефективності застосування методу цементування основ, складених заторфованими ґрунтами (при відносному вмісті органічних речовин $10\% < I_R < 50\%$) і торфами ($I_R > 50\%$). Оскільки ґрунтоцементні елементи в заторфованих основах і торфах не виготовлялися, то з огляду на їх ефективність в інших ґрунтових умовах, постала потреба ретельного дослідження можливості поширення методу і в цьому напрямку [10].

Метою роботи є перевірка доцільності застосування методу цементації до заторфованих ґрунтів шляхом дослідження впливу факторів часу та вмісту органічної речовини на міцність ґрунтоцементних елементів, виготовлених у лабораторних умовах.

Методика досліджень. Відповідно до цієї мети є ряд питань стосовно:

- ефективності використання ґрунтоцементу в заторфованих ґрунтах;
- характеристик ґрунтоцементного матеріалу, умов його приготування та особливостей руйнування при роботі як на стиск, так і на зріз;
- впливу вмісту цементу (в досліді прийнято до 35%), органічної речовини (в досліді – до 50%) та її якісного стану, часу (в досліді – до 2 років) і умов тужавіння на механічні властивості ґрунтоцементу.

Для досліду з характерних будівельних майданчиків м. Луцьку відібрані ґрунти з наступними властивостями: 1) суглинок від м'якопластичного до текучепластичного з вмістом органічних речовин (гумусу) I_R до $8\div 13\%$; вологість $W=0,30$; щільність $\rho=1,83$ г/см³; щільність скелету ґрунту

$\rho_d=0,99 \text{ г/см}^3$; пористість $n=46\%$; коефіцієнт пористості $e=0,85$; коефіцієнт водонасичення $S_r=0,91$; число пластичності $I_p=0,15$; показник текучості $I_L=0,64$; питома вага ґрунту $\gamma_2=18,0 \text{ кН/м}^3$; його питоме зчеплення $c_2=14 \text{ кПа}$; кут внутрішнього тертя $\varphi_2=13^\circ$; модуль деформації $E=4,3 \text{ МПа}$; 2) суглинок заторфований з I_R до $34,6\div 37,3\%$; $\rho=1,78 \text{ г/см}^3$; $\rho_d=0,68 \text{ г/см}^3$; $n=61,1\%$; $e=1,57$; $S_r=0,95$; $E=1,1 \text{ МПа}$; 3) суглинок заторфований з I_R до $54,2\div 56,7\%$; $\rho=1,86 \text{ г/см}^3$; $\rho_d=0,56 \text{ г/см}^3$; $n=69,9\%$; $e=2,32$; $S_r=1,00$; $E=0,6\div 0,9 \text{ МПа}$.

Для підбору оптимального складу ґрунтоцементу змінними параметрами досліду прийнято витрата цементу та вміст органічної речовини в ґрунті, а критерієм експерименту – міцність ґрунтоцементу на стиск (призмova міцність). Планом експерименту визначено, що вміст органічної речовини для чотирьох різних складів повинен становити відповідно 10, 25, 40 і 50% від загальної маси сухого ґрунту. Суміші ґрунту відповідних складів були приготовані змішуванням між собою наведених вище ґрунтів у попередньо розрахованих пропорціях. В якості в'язучого для виготовлення зразків використано портландцемент марки 400. Вміст цементу в різних ґрунтоцементних сумішах складав 15, 22, 29 і 35%. Диференціація у кількості цементу проведена для визначення особливостей зростання міцності матеріалу та оптимізації вихідних складових суміші.

ґрунтоцемент укладався в циліндричні форми діаметром і висотою 36 мм. Через одну-дві доби після формування, коли його міцність уже забезпечувала збереження геометричних розмірів, зразки виймалися з форм й укладались на зберігання. Половину всіх зразків витримували у вологому середовищі ексикатора (на графіках їх параметри нанесені суцільними лініями), а іншу половину – у воді (їх параметри нанесені пунктирними лініями). Як торфи, так і заторфовані ґрунти в природі є переважно водонасиченими. Тому обидва режими зберігання ґрунтоцементу є доцільними.

Результати досліджень. Встановлено, що характерною особливістю виготовлення ґрунтоцементу із заторфованого ґрунту є те, що зі збільшенням вмісту органіки у ньому значно зростає вологість суміші, бо як розкладені, так і нерозкладені органічні включення мають властивість активно вбирати воду. Тому при тужавінні зразки, що витримували у вологому середовищі, зазнали усадку. Отже, вологість ґрунтоцементу й усадка становлять: при 10% органіки – $46\div 51\%$ вологість суміші та $0,4 \text{ мм}$ усадки; при 25% органіки – $64\div 70\%$ і $1\div 1,5 \text{ мм}$ відповідно; при 40% органіки – $73\div 85\%$ і $1,9\div 2,3 \text{ мм}$ відповідно; для 50% органіки – $94\div 109\%$ і $2,5\div 2,7 \text{ мм}$ відповідно.

У табл. 1 вміщено дані лабораторних досліджень міцності ґрунтоцементу при осьовому стиску (призмової міцності), σ_n , при змінних параметрах вмісту цементу, органічної речовини, часу та умов зберігання. За даними табл. 1 побудовано 12 груп графіків (чотири з яких наведено на рис. 1 – 4), які наочно виділяють характерні особливості, закономірності та суперечливі моменти у коливаннях σ_n при зміні перерахованих вище параметрів.

Таблиця 1

Дані лабораторних досліджень призмової міцності ґрунтоцементу

Вміст органіки	Середов. зберіг.	Вміст цементу	Міцність ґрунтоц. при осьовому стиску, σ_n , МПа				
			10 діб	28 діб	90 діб	1-рік	2-роки
10%	в ексикаторі	15% цем.	0,638	0,811	1,098	1,173	1,188
		22% цем.	0,76	1,101	1,384	1,495	1,526
		29% цем.	0,954	1,221	1,656	1,945	1,978
		35% цем.	1,252	1,703	1,968	2,184	2,226
	у воді	15% цем.	0,608	0,769	0,956	1,052	1,132
		22% цем.	0,713	1,096	1,131	1,289	1,359
		29% цем.	0,895	1,33	2,027	2,127	2,223
		35% цем.	1,182	1,759	2,44	2,582	2,640
25%	в ексикаторі	15% цем.	0,751	0,857	1,062	1,147	1,165
		22% цем.	0,878	1,021	1,168	1,250	1,274
		29% цем.	0,921	1,206	1,455	1,601	1,639
		35% цем.	1,136	1,295	1,693	1,896	1,938
	у воді	15% цем.	0,612	0,718	0,921	1,004	1,066
		22% цем.	0,728	0,957	1,131	1,221	1,355
		29% цем.	0,825	1,118	1,356	1,519	1,651
		35% цем.	1,013	1,294	1,492	1,641	1,791
40%	в ексикаторі	15% цем.	0,581	0,704	0,849	0,925	0,936
		22% цем.	0,667	0,755	0,915	1,016	1,030
		29% цем.	0,713	0,838	1,041	1,124	1,139
		35% цем.	0,754	0,878	1,111	1,222	1,245
	у воді	15% цем.	0,482	0,507	0,66	0,706	0,736
		22% цем.	0,601	0,656	0,821	0,895	0,936
		29% цем.	0,632	0,742	0,919	1,002	1,054
		35% цем.	0,675	0,776	0,972	1,069	1,138
50%	в ексикаторі	15% цем.	0,645	0,719	0,928	1,002	1,013
		22% цем.	0,695	0,715	0,953	1,020	1,029
		29% цем.	0,698	0,718	0,935	1,019	1,032
		35% цем.	0,711	0,74	0,94	0,996	1,011
	у воді	15% цем.	0,393	0,461	0,632	0,683	0,728
		22% цем.	0,489	0,563	0,715	0,772	0,827
		29% цем.	0,573	0,657	0,827	0,885	0,957
		35% цем.	0,627	0,685	0,85	0,927	1,004

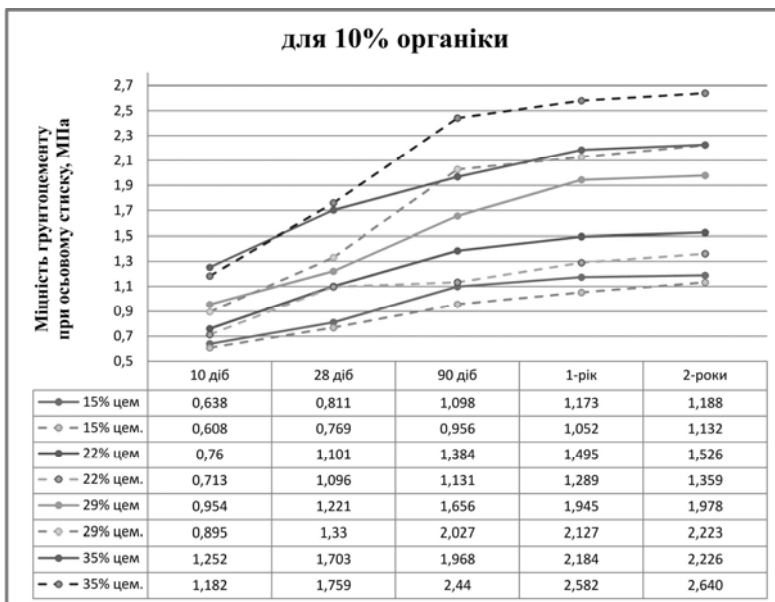


Рис. 1. Графіки залежності міцності ґрунтоцементу від часу тужавіння для різних вмістів цементу при 10%-х органіки

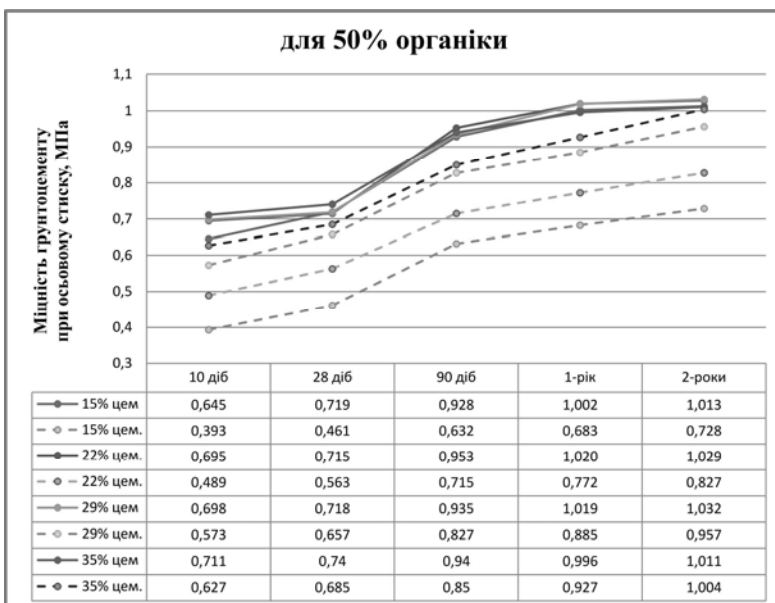


Рис. 2. Графіки залежності міцності ґрунтоцементу від часу тужавіння для різних вмістів цементу при 50%-х органіки

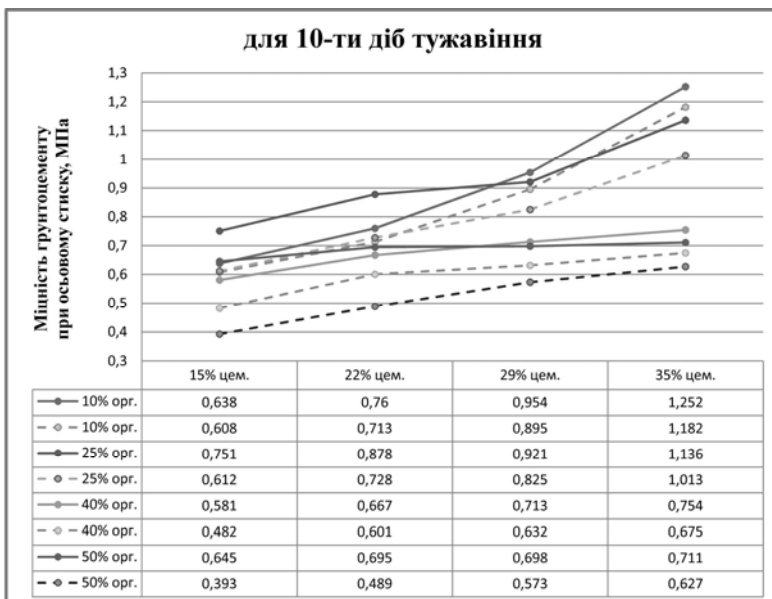


Рис. 3. Графіки залежності міцності ґрунтоцементу від вмісту цементу при різних вмістах органіки для 10-ти діб тужавіння

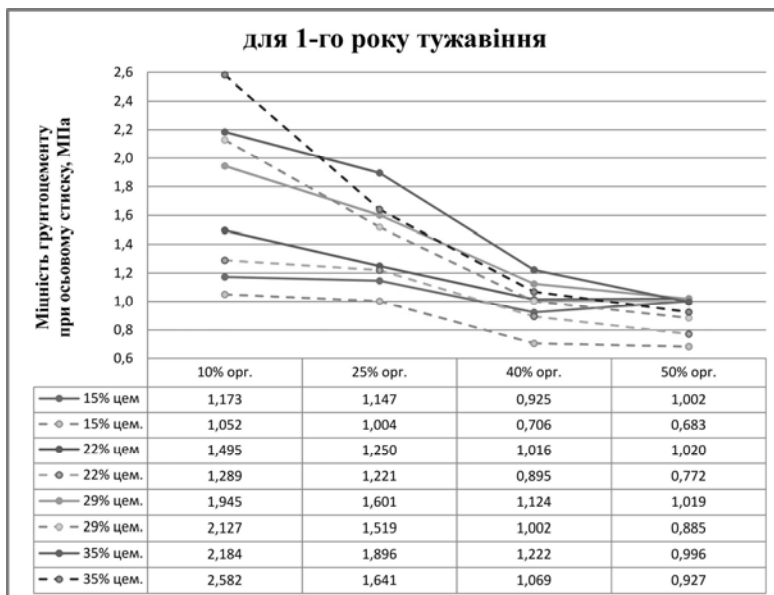


Рис. 4. Графіки залежності міцності ґрунтоцементу від вмісту цементу при різних вмістах органіки для одного року тужавіння

I – при низьких вмістах органіки та високих вмістах цементу міцність дослідних зразків (ДЗ), що витримувались у воді перевищує міцність тих, що були в ексикаторі (рис. 1 та рис. 3). Поясненням цьому явищу, швидше всього, у нестачі води, внаслідок чого в процесі гідратації бере участь не увесь цементний клінкер;

II – міцність ДЗ з незначним вмістом органіки з часом зростає на 85÷100% у той час, а за аналогічних умов міцність зразків із вмістом органіки у 50% зростає лише на 40÷55% (рис. 1 та рис. 2);

III – цікавим ефектом досліду стало руйнування „із середини” трьох зразків замісу №13, що зберігались у воді. Ці ДЗ виготовлені з ґрунту із найвищим вмістом органіки й найменшим цементу.

Внаслідок набухання органіки нові зв'язки, утворені в процесі кристалізації цементу, виявились нездатними витримати внутрішні напруження, викликані об'ємним збільшенням окремих складових ґрунтоцементу. Загалом міцність ДЗ з високим вмістом органіки, які зберігались у воді також значно менша від тих які зберігались в ексикаторі, особливо при малому вмісті цементу (рис. 2);

IV – у початковий період тужавіння (рис. 3) міцність ДЗ з незначним вмістом цементу (а саме 15 та 22%) при вмісті органіки у 25% більша від міцності зразків, у яких органіки було лише 10% від загальної маси. Причиною цього є те, що на початкових стадіях органічні зв'язки між органічними включеннями та іншими елементами цього композитного матеріалу відновлюються швидше, ніж утворюються нові колоїдні зв'язки внаслідок кристалізації цементного молока;

V – міцність ґрунтоцементу з високим вмістом органіки майже не залежить від вмісту в ньому цементу (для 40% органіки) і взагалі не змінюється при вмісті органічних включень у 50% для всіх термінів зберігання (рис. 3 та рис. 4);

VI – міцність ґрунтоцементних елементів з вмістом органіки у 50% перевищувала міцність тих же елементів з вмістом органіки у 40% при малих вмістах цементу на усіх етапах випробувань (у віці 10, 28 і 90-та діб й через один рік). Цей ефект є дещо суперечливим, проте лише на перший погляд. По-перше – це перевищення склало усього лише від 0,015 до 0,079 МПа, а по-друге – ґрунтоцемент з вищим вмістом органіки містив більшу кількість органічних решток у вигляді нерозкладених волокон, що і відіграло при цьому вирішальну роль;

VII – ґрунтоцемент активно набирає міцність упродовж перших трьох місяців тужавіння, після чого тенденція до зростання міцності затухає;

VIII – за період між першим і другим роками зберігання міцність ґрунтоцементних зразків загалом зростала досить низькими темпами, зокрема міцність зразків з ексикатора підвищувалася в середньому лише на 1÷2 %, в той час, коли зразки з вологого середовища додали від 5 до 10%. Встановлено також, що серед зразків з вологого середовища найкращу інтенсивність зміцнення мали ті ДЗ, відсоток заторфованості яких становив

25, а найгіршу – 40% вмісту органічних речовин (обґрунтування ефекту аналогічне пункту VI).

Висновки. Таким чином, лабораторні дослідження демонструють якісний бік підвищення міцності слабких заторфованих основ при їх армуванні ґрунтоцементними елементами. Використання методу цементації ґрунту з підвищеним вмістом органічних домішок у ньому може мати місце на практиці при найбільшій ефективності за відносного вмісту органічної речовини, що не перевищує 0,30.

При перевищенні цього рівня використання методу може виявитись економічно не доцільним. До того ж, за низького рівня ґрунтових вод ґрунтоцемент у сильнозаторфованих масивах даватиме значні усадки, що знижує механічні властивості самого матеріалу й ефект спільної роботи основи та армуючих елементів.

1. Zotsenko M. Characteristics of manmade stiff grounds improved by drill-mixing method / M. Zotsenko I, Yu. Vynnykov, I. Lartseva, V. Shokarev, V. Krysan // Proc. of the 15th European conf. on soil mechanics and geotechnical engineering. – Athens, 2011 – P. 1097– 1102.
2. Зоценко, М.Л. Ґрунтоцементні основи та фундаменти / М.Л. Зоценко // Будівельні конструкції: Міжвідомчий наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво). – Вип. 75: В 2-х кн.: Кн. 1. – К.: ДП НДІБК, 2011. – С. 447 – 456.
3. Ларцева, І.І. До визначення фізико-механічних характеристик ґрунтоцементу / І.І. Ларцева, М.В. Петруняк // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. Вип. 2 (27). – Полтава: ПНТУ, 2010. – С. 127 – 134.
4. Опыт закрепления ґрунтов цементоґрунтовыми элементами / Б.Н. Исаев, С.Ю. Бадеев, А.Г. Лунев // Основания, фундаменти и механика ґрунтов. – 2010. – №5. – С. 29 – 32.
5. Крисан, В.І. Дослідження напружено-деформованого стану ґрунтового масиву, армованого ґрунтоцементними елементами, що виготовлені по струминно-змішувальній методиці: автореф. дис. на здобуття ступеня канд. тех. наук: 05.23.02 / В.І. Крисан. – Полтава: ПолтНТУ, 2010. – 18 с.
6. Михальський, Т. Применение технологи jet grouting в целях обеспечения устойчивости стен глубоких котлованов / Т. Михальський // Будівельні конструкції: Міжвідомчий наук.-техн. зб. – Вип. 66 – К. : НДІБК, 2007. – С. 168 – 173.
7. Безрук, В.М. Теоретические основы укрепления ґрунтов цементами / В.М. Безрук. – М.: НТИ автотрансп. л-ры, 1956. – 248 с.
8. Мангушев, Р.А. Прочностные характеристики ґрунтобетона, выполненного по технологии jet grouting в инженерно-геологических условиях Санкт-Петербурга / Р.А. Мангушев, В.В. Конюшков, В.Э. Гувовский // Сб. тр. научн.-техн. конф. «Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции». – СПб.: СПбГАСУ. – 2010. – С. 361 – 368.
9. Винников, Ю.Л. Будівельні властивості ґрунтоцементу за наявності у його складі органічних речовин / Ю.Л. Винников, О.І. Ярмолюк // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов. Вип. 56. – Дн-вск.: ПГАСА, 2010. – С. 97 – 103.
10. Ярмолюк О.І. Руїнування історичної забудови Луцька на заторфованих ґрунтах / О.І. Ярмолюк // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. Вип. 3 (28). – Полтава: ПНТУ, 2010. – С. 322 – 329.

УДК 624.04.(075,8) Д69

THE BRIDGES FATE

ДОЛЯ МОСТІВ

LOSŃ MOSTÓW

Nataliia Nosaliuk, student, (Lutsk National Technical Univ.), **Slawomir KARASŃ, Doctor of Engineering**, (Lublin Univ. of Technology)

Наталія Носалюк, студентка (Луцький національний технічний університет), **Славомір Карась, д.т.н.** (Люблінська Політехніка)

Nataliia Nosaliuk, student (Łuck Narodowy Uniwersytet Techniczny). **Slawomir KARASŃ, Dr inż.**, (Politechnika Lubelska).

The article deals with two different bridges in Poland and Ukraine: Darnytskyi (Kyiv), and bridge Lutoslawski (Lublin). We are researched the history of the data bridges, methods of construction and design, allowing them exist over a century, remaining an important object of railway and highways Kyiv (Darnytskyi Bridge), or architectural monuments (Bridge Lutoslawski).

У статті розглянуто два різні мости в Україні та Польщі: Дарницький (м. Київ), та міст Лютославського (м. Люблін). Досліджено історію створення вищезгаданих мостів, методи їх будівництва та особливості конструкції, що дозволяють спорудам існувати понад століття, залишаючись важливим об'єктом залізничних і автомобільних шляхів Києва (Дарницький) або ж пам'яткою архітектури (міст Лютославського).

Artykuł dotyczy dwóch różnych mostów w Polsce i w Ukrainie: Darnicki (Kijów), i most Lutoslawski (Lublin). Badaliśmy historię powyższych mostów, metody konstrukcji i projektowania, pozwalając struktury być od ponad wieku, pozostając ważnym podmiotem kolejowej i autostrady w Kijowie (Darnicki most), lub zabytków architektury (most Lutoslawski).

Ключові слова

Bridge, method, reconstruction, restoration, construction.

Міст, метод, реконструкція, відбудова, будівництво.

Most, metoda, rekonstrukcja, renowacja, budownictwo.

The Darnytskyi Bridge in Kyiv. People have been witnessing the continuous progress of the civilization since the industrial revolution of the nineteenth century. Seemed previously unrealistic record achievements of the engineering and construction are reached every few years now. One of the oldest buildings of the mankind became bridges.

The Darnytskyi Bridge consisting of the Railroad Bridge and Rail-and-Road Crossing (the Bridge of Курпа) plays a great role among other existing bridges over the Dnipro in Kyiv. It should be noted that the same function has been performed by the Struve Railroad Bridge preceded the modern Darnytskyi Bridge but destroyed in 1943 .

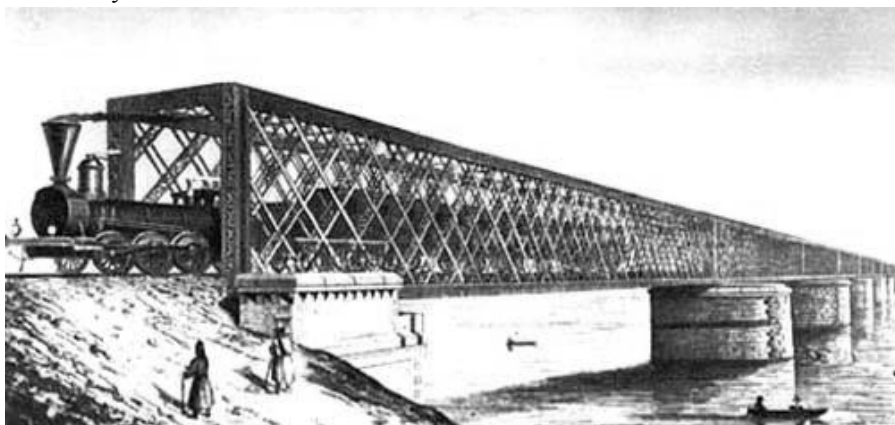


Fig. 1. The railway bridge over the Dnieper River, 1870

Amand Yehorovych Struve (1835-1898) is a known railroad engineer who made a significant contribution to the development of the railway transportation and public utilities in the Russian Empire and Ukraine of the second half of the nineteenth century. Emperor Alexander II issued an ordinance on February 26 (March 10), 1870 to award two military ranks - lieutenant colonel and colonel of the construction of the railway bridge over the Dnieper River, whose construction began in March 1868, to Amand Struve. The grand opening of the bridge was on April 4, 1870. The first Kiev solid metal bridge was built by foreign companies with the involvement of workers from the Russian Empire. The uniqueness of this bridge is that the progressive construction caisson method has been used for the

first time in the Russian Empire. Its essence was that the timber caisson-construction covered with a tarpaulin was felt into water on the site construction of the bridge pier with further displacement of inside waters by compressed air for the development of the bottom soil inside the chamber where the foundation of piers was laid and then the bridge abutments were constructed. The bridge had 11 piers and 12 spans of 89 meters each; the total length of the bridge was 1068 meters. The length of the bridge was the third in Russia at the time and it was only slightly inferior to its 'related' bridges - Syzranskyi and Katerynoslavskyi. The total cost of works was 3,200 thousand rubles.

A few so-called strategic bridges were built for purposes of the war on the Dniper between the Chain and Railway Bridges during World War I.

The Civil War and intervention caused a significant damage to the economy of Kyiv. Polish troops blew up all bridges retreating in June 1920, so their rebuilding was a crucial task after the war.



Fig. 2-3. The suspension bridge over the Dnepr River in Kiev 1853-1920 (¹)

Kyivans did not only rebuild the huge object but also did the work in record short time: the bridge was opened in a solemn atmosphere on 10 September 1920.

The bridge of the engineer Struve was destroyed by Soviet troops during their retreating on September 19, 1941. It was rebuilt during the German occupation, but it was completely destroyed by German soldiers in late October - early November 1943.

In November of 1943 soldiers and commanders of the Bridge Construction Crew # 2 as a part of the troops of the First Ukrainian Front reached the banks of the Dnieper. The crew was entrusted to rebuild the railway bridges and other transportation facilities in frontline areas by the order of the Command of the Southwestern Front. During the liberation of Kyiv from fascist invaders, a low water railway bridge was built instead of the destroyed Struve Bridge in record time (13 days and nights) for 7 days earlier than defined terms. The average daily rate of the construction of the bridge was 81.5 meters. The construction of crossing across the Dnieper had a great strategic importance for the successful offensive of the Soviet army. Here (on the Dniper) was built a high water railway bridge which,

despite the attempts of the enemy to destroy it, operated until the construction of the Darnytskyi Railroad Bridge by the Bridge Construction Crew # 2. Thus, three bridges regularly worked almost for 80 years at the same place and at a given time.

After the war, a Bridge Construction Crew constructed other new huge bridges across the Dnieper including a Darnytskyi railroad bridge (built in 1949).

The construction of the Darnytskyi railroad bridge was carried out by a stream-speed method in conformity with developed acknowledged rules of technology and route maps using a weekly and daily scheduling system and production supervision. The piers of the bridge were constructed on the caisson foundation using the hydro-mechanization. It was a novelty in the bridge construction.

Braced spandrels from precast concrete were designed and then installed in large numbers on this facility and for the first time in the local bridge engineering. The current bridge was built under the project of the Kiev branch of the Institute "Projectsteelconstruction" (Chief Engineer - M. Rudenko). The bridge with two tracks has been constructed under the asymmetric scheme. Three great navigable trails covered with arched metal trusses with the movement of trains at the bottom are situated towards the left bank. A shallow part of the channel is blocked with twelve smaller (by 5.3 m) monolithic reinforced concrete arches from the prefabricate members of the above-water structures designed to travel at the top. All bridge bearings are massive, monolithic and lined with granite.



Fig. 4. The side view on Darnytskyi Bridge, 1949

A combined rail and road bridge has been building across the Dnieper, 50 meters south of the existing bridge, since 2004. A prerequisite for building the bridge was that the existing road bridges in Kiev are overwhelmed. The rail-and-road bridge combines two components: a two- tracked railway and a car-road with six lanes (three in each direction) with a capacity of 35 thousand vehicles per day. The bridge length is 1066.2 m. The construction of 170 piers and installation of

169 spans have been totally provided by the plan. The estimated cost of the construction is 9, 157, 000 UAH. The construction of the bridge is performed by the company 'Planeta-Most'.

Performing works on the site on May 15, 2008 a shift of the structure happened on the 14th pillar resulting in a partial damage of the bridge elements. Some difficulties took place during the construction of the bridge in summer of 2006. Then, cracks were found on the 6-12th pillars. All expenses as to the sealing action of cracks are covered by the designer of the bridge structures - the company "Transmost" (St. Petersburg). The elimination of defects was carried out by the reinforcement of structural steel skids. Expenses for removing cracks were about 1, 107, 000 UAH.



Fig. 5. The present view at the Darnytskyi Bridges, 2012

The construction of the bridge was scheduled for the completion in 2006. Then, these terms were set aside several times. Today, the railway part of the bridge has been put to use as well as a vehicular traffic on the bridge from the left bank of the Dnieper to the right and from the right bank to the left, and the right-bank interchange of the bridge. Left-bank entrances and exits of the bridge on the Dnieper embankment are being built as of 2012. Thus, despite the latest technology, the advanced and modernized equipment, the construction industry in general and the construction of bridges in particular depend on the human factor and finance.

The Lutosławski's bridges in Lublin, made in Hennebique's technology

The uniqueness of Lutosławski bridges in Lublin arises if they are considered to be technical monuments of the earlier of reinforced concrete (RC) period. In the time of the Paris *Exposition Universelle* in 1898 Monier's patent of RC was bought by French engineer François Hennebique. He further developed reinforced concrete technology forming the structure of a co-working plate with a beam grid – an orthotropic plate. It was a great step in technology. Hennebique's another innovation was, , important here, now typical and common, reinforced concrete driven piles. Both innovative elements were noticed as logos on Lutosławski's official documents, Fig 4-5.

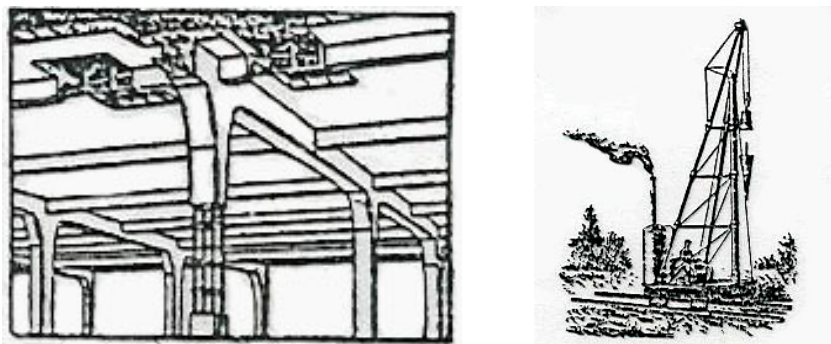


Fig. 6-7. Beam grid-plate a Hennebique's system of a bridge deck



Fig 8. Marian Lutosławski
(1871-1918)

Let us start with short information concerning M. Lutoslawski. He was not an average man; on the other hand he was a typical representative of the *Polish Positivism*. For him elementary, yet rational and scientifically advanced work, created a basis for national development in technical, social and political fields. Not to mention the fact that he graduated from two famous Polytechnics in Europe, in Riga (mechanics) and Darmstadt (electrics). He was the author of many educational papers. In 1902 he founded a firm called 'Inż. Marian Lutoslawski – Technical Bureau'. Later on

Lutoslawski's Technical Bureau started to share Hennebique's patent and from that moment he propagated the new constructional material '*béton armé*'. Initially, it was used for floors, next for housing buildings, St. Salvatore Church in Vilnius and finally bridges. He built four bridges in Hennebique's technology. Fortunately, today two of them still exist and can be in use.

The first of them – *the Kalinowszczyzna Bridge* was constructed in 6 months on the Lithuanian Tract in Kalinowszczyzna quarter in 1908. Its total length was 50 m and serviceable width – 10 m. The entire costs amounted to 22818 rubles.

The bridge was closed for road traffic in the 1970's. The photos below, Fig. 9-10., show its technical state which is quite good to use the bridge as a pedestrian one. We can observe some concrete splint and corrosion regions. The deterioration process can be characterized by a steady but weak rate.



Fig. 9-10. Kalinowszczyzna Bridge, 1908, in-flow views

The fact of surviving for over 90 years without any maintenance reparations, apart from barriers painting, shows a high level of technical works and constructions. Especially for architects it is very pleasant to observe perspective effects, Fig. 11., which look to have been done with the help of CAD systems. Unfortunately, the negligence of the neighborhood reminds rather rubbish tip than a historical city object. Comparatively a lot of a problem lies in on people's unawareness of its role in the bridge structures development history.

The second bridge, which is a year younger, is simply called *The Old Bridge*, Fig. 13. It is near the center of the city, decorated by neo-gothic barriers. Its central localization and rich architectural fitments imply that, without any exaggeration, it is treated as a symbol of the city. It is also a landmark for tourists and citizens.



Fig. 11. Old Bridge, at 1909, from inflow view

Fortunately on 31st December 1987 the bridge was put onto the list of the Heritage Monuments with the number A/956. That blocked many disassembling plans. Before the refurbishment the decorative barrier prefabricates were replaced with the brick wall. Those temporary substitutes were not elegant, unsuccessful but stable and durable. They were used for more than one generation, Fig. 14-15.

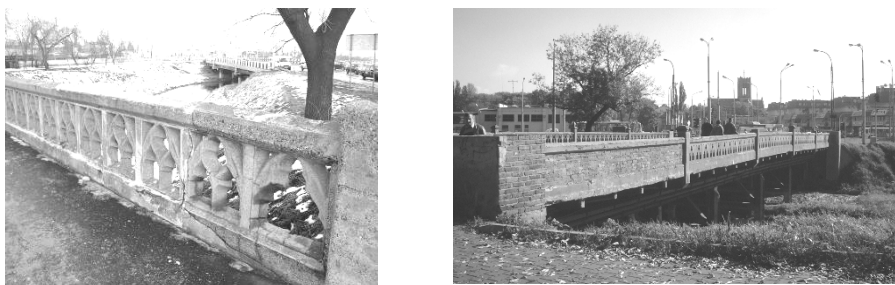


Fig. 12-13. Neo-gothic prefabricated barrier elements, ... and its primitive substitution

Originally mounted street lamp columns were disassembled in the 1930's. The original view was depicted on an old postcard, Fig. 14.

In 1908, the condition of the existing wooden bridge achieved or probably even passed its ultimate state. That led to a discussion what should happen to this bridge. At that time RC was considered to be *'repair not demanding'*. Additionally, the just finished concrete bridge in Kalinowszczyzna was a good prompt for the local authorities' decision to build another concrete bridge. Among 3 offers M. Lutoslawski's project seemed to be the most reliable, yet not the cheapest one. Its total price was to be 32 000 rb. The process of erection took 6 months, including a heavy winter with temperature falling to below -20 Celsius degrees and also spring floodwater. During the trial tests, the steam roller of 160 kN weight was used as the main static and movable load. Moreover, stones and concrete slabs were placed on the sidewalks. After 1,5 hour of loading the self-registering apparatus noticed a maximum deflection value which was 0,9 cm. However, the designed admissible one was 1,6 cm. The load-carrying bending ability of the bridge stage was estimated as $16800000 \text{ kGcm} = 1680 \text{ kNm}$.



Fig. 14. The Old Bridge with the panorama of Lublin, 1916

The last constructional works finished on 17th July, 1909. In the local newspaper *'Land of Lublin'*, issued in those days, one can read *'Our city gained a monumental structure which is simultaneously embellishment and convenience. Its*

total price of 32 thousands rubles seems to be an extra economic benefit because any reparation of the reinforced bridge will be superfluous, so it will cost nothing?

The historical event took place on the bridge on 7th November 1918, when two military units of the opposite political Polish fractures fought for a few hours. Fortunately, it was an un-bloody case and luckily the bridge was intact.

On 11th February 1985 the bridge was closed for road traffic and started its role as a footbridge. It has still been used only by pedestrians only.

How shall the renovation be commenced? This question aroused 10 years ago. The main problem was recognized as an ignorance about appreciating the worth of the bridge. In result a group of employees from Lublin University of Technology started education and propagation among students and engineer societies about historical values of the bridge. A series of conference presentations, articles in technical journals step by step made a breakthrough in the mentality of municipal governments. In 2009 the city president decided to start design works. The project was not perfect. The question was whether to treat the structure as the most important monument or to do the renovation like in an ordinary case? The result was somewhere in the middle with an inclination to an average situation. Some additional consultations caused by the municipal conservator introduced advantageous corrections. The lack of a professionally specialized company in restoration of historical structures led to select a very good bridge firm. However, they were absolute beginners in that field. The reconstruction started in the spring of 2011.

In the summer time it appeared that in spite of the earlier settlement the main girders were strengthening against sheer forces, see the underneath figure.

Such strengthening here was completely unnecessary. In case of beams the shear failure is easy to diagnose by characteristic cracks inclined at ca 45 deg angle. The bridge living for hundred years without any sheer cracks was no sufficient proof when the *computer computed* the necessity of such strengthening. It could be a good joke but a sense the original Hennebique's structure was changed. It is an opportunity to modify the commonly known proverb into currently valid *computational signum temporis*. Fortunately, the stirrups were covered and are not visible. The disclosed abutment shows the truth of Hennebique's RC bridges – they were a simple copy of wooden bridges. The double row of piles-columns in abutment, angel braces stiffening columns, main beam, crossbeams and deck forming orthotropic panel characteristic for wooden bridges in Hennebique technology were made with reinforced concrete. That was the biggest finding when the bridge was renewed.



Fig 15. Additional shear reinforcement



Fig 16. Double wall creates the abutment corps

The refurbishment includes exchanging wasted the elements for new ones. Heaving in mind the historical content of the bridge material some heavy blocks were taken as a source wherefrom the cores were drilled out. It occurred that Lutoslowski used different concretes for different bridge elements. Together with mortar five sorts of concrete were disclosed. The obtained samples of over 100 years old concrete were tested for the compressive resistant. The results were collected in Table 2. and Fig. 18. shows the crushed material.

Table 2. Compression test results

Nr	Sort of concrete	σ_m	σ_c	$\sigma_{95\%}$	$\sigma_{28} (*)$
1	Caring deck	52,62	0,12	42,53	37,36
2	Abutment	39,27	0,02	37,78	33,19
3	Prefabricated elements	33,30	0,11	27,19	23,88
4	Sand concrete	35,75	0,19	24,86	21,84
5	Mortar	12,10	0,24	8,71	6,50

(*) σ_{28} - analytically transformed to 28 day concrete

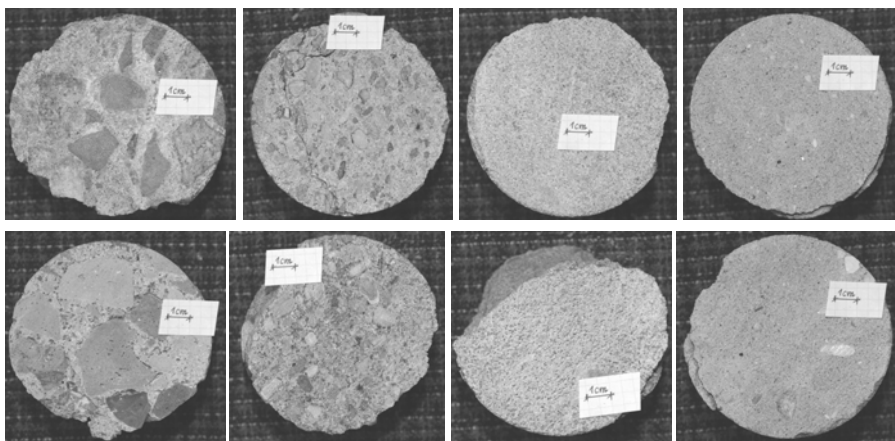


Fig. 18. The crushed samples of taken cores

Summarizing – the final effect is magnificent as it is shown in figures below. The bridge has recovered from the decline to the beautiful almost original form. It was equipped with a new water protection layer which guarantees its stable work and pleasant appearance for another 30 years.



Fig. 19-20. After the refurbishment, April of 2012

Now we are half of way. The next stage means the first Lutosławski's bridge which looks forward to further lobbying to be renewed.

1. Мірошник І.О. Діяльність Аманда Струве (1835-1898) в контексті розвитку залізничного транспорту і комунального господарства – К.: М-во інфраструктури Укр. Держ. економіко-технологічний ун-т транспорту, 2011. 2. Мости і роки. До 65-річчя Мостозагону №2. – К.: Мистецтво, 2006. 3. Анісімов О. Мости довжиною в сотні років//Кієвській телеграфь.– 2001.-№29(72). 4. Рибаків М.О. Невідомі та маловідомі сторінки історії Києва.-К.:Кий, 1997. 5. Інтернет – ресурси. 6. Kornijew M., Karaś S. – Duże mosty w Kijowie przez Dniepr, Drogownictwo, Warszawa, Nr 1/2004.

З М І С Т

Андрійчук О.В.	Застосування програмного комплексу ЛІРА при дослідженні роботи сталевібробетонних елементів кільцевого перерізу за дії одноразових навантажень	3
Бабич Є.М., Вавринюк Б.А.	Дослідження впливу довжини анкерування арматури на роботу вузлів монолітних залізобетонних рам	12
Божидарнік В.В., Бортнік К.Я., Максимович О.В.	Напружений стан у анізотропній пластинці з жорстким включенням біля мікротріщин	19
Божидарнік В.В., Ротко С.В., Швабюк В.В., Пасічник Р.В.	Застосування інтегральних рівнянь для розрахунку багатозв'язних анізотропних пластин при дії зосереджених сил	28
Галалюк А.В.	Зависимость величины модуля упругости раствора и коэффициента Пуассона от прочности раствора	34
Гомон С.Ст., Гомон С.С., Сасовський Т.А.	Дослідження міцності та деформативності деревини сосни за повторного деформування до досягнення повної втрати міцності матеріалу	40
Жарий С.С.	Розрахунок внутрішніх зусиль надколонної плити безригельно-безконсольно-безкапітельного перекриття	47
Задорожнікова І.В., Боярчук Б.А., Ужегова О.А., Ротко С.В.	Вплив підсилення на відновлення експлуатаційних властивостей залізо-бетонних колон	55
Игнатов С.В.	Влияние изменчивости свойств грунта при устройстве и проектировании буринъекционных свай	65
Корендій В.М.	Методика розрахунку навантажень на ротор і башту вітроустановки	72

Максимович Я.В.	Вплив форми отворів у пластинках на напруження біля тріщин	81
Масюк Г.Х.	Фізична модель опору залізобетону в похилих перерізах згинальних елементів при різних режимах навантаження	87
Мельник Ю.А.	Фрактографічна характеристика геометрично правильних та рандомізованих поверхонь	95
Нінічук М.В.	Вивчення роботи нерозрізних залізобетонних балок з різними способами армування	105
Романюк В. В., Василенко В. Б.	Використання металевих конструкцій для покриття виробничих і громадських будівель	112
Ротко С.В., Ужегова О.А., Задорожнікова І.В., Дудченко В.В.	Урахування фізичної нелінійності при розрахунку балки монолітного ребристого перекриття	119
Семенюк С.Д., Хмельницький Е.С.	Энергетические и конструктивные решения деревянных прогонов в строительстве Беларуси	126
Сунак П.О., Сунак О.П., Шостак А.В., Синій С.В.	Визначення відносної висоти стиснутої зони сталевібробетону	133
Сунак О.П., Ужегов С.О., Пахолок О.А.	Внутрішні зусилля у пологій оболонці від'ємної Гаусової кривини при дії вертикального навантаження	139
Тур В.В., Малыха В.В.	Расчетная модель сопротивления изгибаемых железобетонных элементов с комбинированным армированием стеклопластиковыми и стальными стержнями	145

Ужегова О.А., Ротко С.В., Задорожнікова І.В.	Розрахунок кам'яних та армокам'яних конструкцій на міцність при дії вертикального навантаження	157
Чапюк О.С., Гришкова А.В., Вавринюк Б.А.	Порівняння роботи буроін'єкційних паль та призматичних паль, занурених методом статичного вдавлювання	164
Шваб'юк В.І., Ротко С.В., Маткова А.В., Ротко В.О.	Дослідження згину круглої транстропної плити, послабленої дископодібною внутрішньою тріщиною	172
Ярмолук О.І.	Врахування впливу чинників часу та вмісту органічної речовини на міцність зразків грунтоцементу	181
Nataliia Nosaliuk., Slawomir KARAS	The bridges fate	189

Наукове видання

**СУЧАСНІ ТЕХНОЛОГІЇ ТА МЕТОДИ
РОЗРАХУНКІВ У БУДІВНИЦТВІ**

Збірник наукових праць

Випуск 1

Комп'ютерний набір та верстка О.В. Андрійчук

Редактор В.М. Максимович

Підписано до друку 29 квітня, 2014 р. Формат 60x84 1/16. Папір офсетний.
Гарнітура Times New Roman Суг. Друк трафаретний.
Умовн. друк. арк. 12,75. Тираж 100 пр. Зам. № 122.

Віддруковано РВВ Луцького НТУ, 43018, м. Луцьк, вул. Львівська 75
Свідоцтво Держкомтелерадіо України ДК № 4123 від 28.07.2011р.