

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ЛУЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Сучасні технології  
та методи розрахунків у будівництві  
Збірник наукових праць

Випуск 8

Луцьк – 2017

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 і студентів вищих навчальних закладів.

**Редакційна колегія:**

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

Заступник редактора - **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); **Белятинський А.О.**, д.т.н., професор (Національний авіаційний університет); **Богаткевич Януш**, доктор інженерії (Люблінська політехніка, Польща); **Бондарський О.Г.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ); **Делявський М.В.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ); **Жданюк В.К.**, д.т.н., професор (Харківський національний автомобільно-дорожній університет); **Іванченко Г.М.**, д.т.н., професор (Київський національний університет будівництва і архітектури); **Карась Славомір**, доктор інженерії (Люблінська політехніка, Польща); **Максимович О.В.**, д.т.н., професор (НУ "ЛП"); **Наумов В.С.**, д.т.н., професор (Краківська політехніка, Польща); **Пастернак Я.М.**, д.ф.-м.н., доцент (Луцький НТУ); **Пустюльга С.І.**, д.т.н., професор (Луцький НТУ); **Савенко В.Я.**, д.т.н., професор (Національний транспортний університет); **Солодкий С.Й.**, д.т.н., професор (Національний університет "Львівська політехніка"); **Трач В.М.**, д.т.н., професор (НУВГП); **Ужегова О.А.**, к.т.н., доцент (Луцький НТУ).

Технічний секретар - **Ужегов С.О.**

Зареєстрований Державною реєстраційною службою України (свідоцтво серія КВ, № 20340-10140Р від 31.05.2013 р.).

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

Матеріали збірника рекомендовані до друку на засіданні Вченої ради Луцького НТУ (протокол № 5 від 29 грудня 2017 р.).

**Адреса редакції:** 43018, м. Луцьк, вул. Потебні, 56, Луцький НТУ, кафедра "Будівництво та цивільна інженерія", e-mail: Zbirnukfbd@gmail.com,

<http://bf.lntu.edu.ua/fakultet/zbirnuk.html>, телефон (0332) 26-24-60.

**UDK 624.042.5**

**THE INFLUENCE OF SOLAR RADIATION  
ON THE TEMPERATURE OF OUTDOOR METAL  
STRUCTURES**

**ВПЛИВ СОНЯЧНОЇ РАДІАЦІЇ НА ТЕМПЕРАТУРУ  
ВІДКРИТИХ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ**

**Pushkar N.V., Ph.D., senior lecturer , Pashinsky V.V., Ph.D., assistant  
(Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture,  
Odessa)**

**Пушкар Н.В., к.т.н., доцент, Пашинський В.В., к.т.н., асистент  
(Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса)**

Through comparative analysis of national and foreign normative documents, expediency of generalization of values of solar radiation on all territory of Ukraine is defined. The numerical values of the temperature increments determined by the rules of Ukraine are significantly different from European standards, this leads to further research.

Європейські норми теплових ефектів відрізняються від національних більш простими методами визначення приросту температури будівельних конструкцій від впливу сонячної радіації. Під час експерименту протягом року спостерігалась температура повітря та металевих конструкцій, які були відкриті до сонячного світла. Числові значення приросту температури, визначені за нормами України, відповідають результатам експерименту, але значно відрізняються від європейських стандартів. Це потребує подальших досліджень впливу сонячної радіації на температуру відкритих металевих конструкцій.

**Keywords:** metal structures, temperature effects, solar radiation.

**Ключові слова:** металеві конструкції, температурні впливи, сонячна радіація.

Stress-strain state of metal structures that are operated outdoors, largely depends on the random changes of temperature air and direct action of solar radiation. Peculiarities of impact of solar radiation on building structures investigated in [1, 2]. Engineering method of determining the operating temperature of building structures with the influence of air and solar radiation outlined in design standards [3, 4, 5]. In state building codes of Ukraine [3] some design parameters are summarized in the margin of safety throughout the territory. Such approach simplifies the use of norms [3], but doubt about the possible errors of the calculated values of the determination of the temperature structures due to incomplete taking into account territorial variability of climatic factors. The validity of this decision relatively to the effect of solar radiation is analyzed by comparing with the previous rules [5] and European norms thermal effects [4] and the results of experimental studies of temperature of field metal structures by the method described in [7].

The normative methodology of considering the impact of solar radiation on the temperature of open building structures [3, 4, 5] regulates determination of the increments of the temperature of building structures of two types:

- average temperature on-sectional design element that causes the longitudinal thermal deformation. Determined by the formula

$$\theta_4 = 0,05 \rho S_{max} k k_1 ; \quad (1)$$

- temperature difference within the cross-section that causes bending deformation. Determined by the formula

$$\theta_5 = 0,05 \rho S_{max} k (1 - k_1) . \quad (2)$$

In formulas (1) and (2) marked:

$\rho$  – coefficient of absorption of solar radiation by the material of the outer surface design, which according to [3] can take values from 0.3 to 0.9;

$S_{max}$  – maximum value of the total solar radiation ( $W/m^2$ ) at the surface of the corresponding orientation;

$k$  – coefficient taking into account the orientation of exposed surfaces of structures, taking values from 0.7 to 1.0;

$k_1$  – coefficient taking into account heat transfer through the thickness of structures (for metal structures assumed to be 0.7).

The difference between the norms [3] and [5] is that the SNIP [5] need to calculate  $S_{max}$  taking into account the geographical latitude of

construction and orientation of the surface of structure, and in the DBN [3] for each surface orientation given  $S_{max}$  values common to the entire territory of Ukraine.

The necessity of taking into account the geographical location in determining changes of temperature of metal structures as a result of solar radiation is analyzed by performing comparative calculations in accordance with DBN [3] and SNIP [5] by (1) and (2). In the calculations taken into account the intensity of solar radiation for the whole territory of Ukraine, located between  $44^\circ$  and  $52^\circ$  north latitude. Solar radiation absorption coefficient  $\rho = 0,7$  corresponds to structures of concrete and steel, painted in bright colors. The results of calculations (values of  $S_{max}$ ,  $\theta_4$  і  $\theta_5$ ) shown in Table 1.

Table 1

The influence of solar radiation on the temperature increment  
of metal structures

Surface orientation	Value given by SNIP for geographical latitude			By DBN B.1.2-2:2006
	44°	48°	52°	
	The maximum solar radiation, $W/m^2$			
horizontal	894	866	852	890
south	428	490	547	540
west	756	764	781	780
east	756	764	781	780
	Increase of temperature $\theta_4$ , °C			
horizontal	21,9	21,2	20,9	21,8
south	10,5	12,0	13,4	13,2
west	16,7	16,8	17,2	17,2
east	13,0	13,1	13,4	13,4
	Increase of temperature $\theta_5$ , °C			
horizontal	9,4	9,1	8,9	9,3
south	4,5	5,1	5,7	5,7
west	7,1	7,2	7,4	7,4
east	5,6	5,6	5,7	5,7

The table shows that the total quantity of solar radiation on a horizontal surface and a surface oriented east and west, in Ukraine does not change by more than 5%. For surfaces southern orientation

difference can reach 27%. Proportionally to these changes also change the temperature increments  $\theta_4$  і  $\theta_5$ . The largest deviation of temperature structures determined by SNIP and DBN is  $\Delta t=2,7^{\circ}\text{C}$ . When clamped steel elements, it causes stress difference  $\Delta\sigma = \Delta t \times \alpha \times E = 2,7 \times 1,2 \cdot 10^{-5} \times 2,06 \cdot 10^5 = 6,7$  MPa, less than 3% of the calculated resistance of mild steel. This error in measuring the stress state of the metal structure is negligible, and therefore implemented in DBN [3] refusal to taking into account the geographical position of the object construction in Ukraine in determining changes of temperature of structures from the effects of solar radiation should be considered justified.

European norms EN 1991-2-5:2003 [4], developed on the basis of [6], are more simple. If the methodology of taking into account the solar radiation is not established by national annex, EN [4] recommend in hot period to took into account the temperature increment  $T_3$ ,  $T_4$  or  $T_5$ . They are listed in Table 2, depending on the color and orientation of the surface by parts of the world. There also listed temperature increment  $\theta_4$ , calculated by formula (1) DBN [3] for the same color and orientation of surfaces.

Noticeable big differences between the data EN [4] and DBN [3]. For surfaces northeastern orientation EN set much lower temperature increments than DBN, and for other surface orientations – significantly higher. This difference gives grounds for a more detailed study of the effect of solar radiation on the open structures of buildings.

Experimental investigation of the effect of solar radiation on the temperature of outdoor metal structures performed by the method published in [7]. During the year, conducted simultaneous daily observation of air temperature in the shade, beams, protected from direct sunlight by metallic screen, and beams, open to sunlight. The temperatures of both beams simultaneously varied with air temperature, but the temperature of the open beams often took somewhat higher values as a result of solar radiation.

To analyze the effect of solar radiation by the results of observations formed the sampling of temperature increment of open beams compared with air temperature. The largest increases in temperature observed during the spring-summer season (from March to August). In autumn and winter the temperature increments were significantly lower. This is consistent with the nature of seasonal changes in the intensity of solar radiation in Ukraine.

Table 2

Increases in air temperature and steel structures from the effects of solar radiation by EN 1991-2-5:2003 and DNB B.1.2-2:2006

Type of surface	Solar radiation absorption coefficient	Designation of temperature increases	Increases of temperature in degrees at the surface orientation of structures	
			northeast	southwest and horizontal
radiant light (aluminum, steel, painted with white)	0,5	T <sub>3</sub> by EN	0	18
		$\theta_4$ by DNB	10	9–16
bright colored (steel painted with color)	0,7	T <sub>4</sub> by EN	2	30
		$\theta_4$ by DNB	13	13–22
dark (steel painted with dark red)	0,9	T <sub>5</sub> by EN	4	42
		$\theta_4$ by DNB	17	17–28

In order to find the temperature increases depending on the state of the sky (sunny, the sun behind the clouds, cloudy) available set of data is divided into three samplings, results of the statistical analysis are shown in Table 3.

Table 3

Characteristics of increases of temperature of structures depending on the sky

State of sky	Statistical characteristics			Calculated increments for hours of day		
	M	S	D <sub>max</sub>	8	10	12
sunny	3,45	2,77	12,0	13,3	10,1	3,5
the sun behind the clouds	2,11	1,55	11,0	–	–	–
cloudy	1,69	1,10	6,5	3,0	2,3	1,7

Temperature increment of open beams caused the solar radiation, is systematically increased during the transition from cloud to sunny. This is apparent as from changes mean value M and

standard S, in increasing the largest observed increases of temperature  $D_{\max}$ .

Comparison of experimental results with the calculated values of temperature changes is also made in Table 3. The right column contains temperature changes, calculated by formula (1) for those times of the day, in which mainly performed measurements. In the first line of the table (sunny weather) are changes in temperature, calculated from the values of total solar radiation in July. In the last line of the table (cloudy) are changes in temperature, calculated from the values of scattered solar radiation in July. The table shows that the average and largest observed values for a year measuring temperature changes are consistent with the calculated values.

The analysis found that solar radiation significant effect on the temperature of outdoor building structures. Slight variability of values of solar radiation within the territory of Ukraine allows to set summarized values that are dependent on the orientation of the surface by parts of the world. Calculated temperature increment of steel structures, open sunlight, in general agree with experimental data, but large differences between national and European norms motivate to further studies of the effect of solar radiation on the temperature of open building structures.

1. Collares-Pereira, M. and A. Rabl. 1979. "The Average Distribution of Solar Radiation-Correlation between Diffuse and Hemispherical and between Daily and Hourly Insolation Values". Solar Energy, Vol. 22, 155-164.

2. Hay J.E. and McKay D.C. "Estimating Solar Irradiance on Inclined Surfaces: A Review and Assessment of Methodologies". International Journal of Solar Energy, Vol. 3, 1985. P. 203-240.

3. DBN B.1.22:2006. System of ensuring reliability and safety construction objects. Loads and impacts. Designing standards. Kyiv: Ministry of Regional Civil Engineering of Ukraine, 2006. 60 p.

4. ENV 1991-2-5. Eurocode 1 – Basis of design and actions on structures. Part 2.5: Thermal actions. – CEN, 1997.

5. SNIP 2.01.07-85. Loads and impacts / State Committee of Construction and Architecture of USSR. – Moscow, 1988. – 36 p.

6. ENV 1991-1:1994. Eurocode: Basis of structural design. – CEN, 2001.

7. Pashinsky V.V., Semko A.V. "Research Methodology temperature metal structures in unheated rooms" // The State of Modern Building Science 2010. Poltava, 2010. – P. 213-215.



**УДК 69.001.5**

**РОЗВИТОК БУДІВЕЛЬНОЇ ГАЛУЗІ ЛІВІЇ НА ПРИКЛАДІ  
РЕАЛІЗАЦІЇ ПРОЕКТУ «ВЕЛИКА РУКОТВОРНА РІКА»**

**DEVELOPMENT OF LIBYA BUILDING INDUSTRY ON  
EXAMPLE THE REALIZATION PROJECT OF  
«LARGE RUKOTVORNA RIVER»**

**Андрійчук О.В., к.т.н., доцент, Шимчук О.П., к.т.н., доцент,  
Узегов С.О., асистент, Коукла Алмуетасім, магістр (Луцький НТУ),  
Куницький С.О., к.т.н., с.н.с. (НУВГП),**

**Andriichuk O.V., Ph.D., associate Professor, Shymchuk O.P., Ph.D.,  
associate Professor, Uzhehov S.O., assistant, Koukla Almuetasim, master's  
degree, (Lutsk National Technical University, Lutsk), Kunitskyi S.O.,  
Ph.D., senior research fellow (National University of Water and  
Environmental Engineering, Rivne),**

У статті наведено відомості та показники будівельної галузі в Лівії протягом 1970 – 2016 років. Проведено їх порівняння з сусідніми країнами та провідними державами в світі. Можливості галузі продемонстровано на основі реалізації проекту – «Велика рукотворна ріка».

The article provides general information and economic indicators of building industry in Libya during 1970-2016. Their comparison with the neighboring countries and the leading developed countries of the world has been carried. The implementation of an extremely ambitious project is described in detail – «Large Rukotvorna River», setting of what - providing of all territory of Libya a drinking-water. It was the largest irrigation project in the history of humanity.

The enormous system of pipes and aqueducts, that includes also over 1300 mining holes in over 500m depth, supplies with cities Tripoli, Benghazi, Sirt and other, supplying with a 6 500 000 m<sup>3</sup> of drinking-water in a day. It is worth noting, that despite the very adverse natural and climatic factors in Libya, building industry of this country is ready for the implementation of extraordinary technically challenging projects.

**Ключові слова:** Лівія, будівництво, вода

Keywords: Libya, construction, water

При площі 1 759 541 км<sup>2</sup>, 90% якої займають пустелі, Лівія - четверта за площею країна Африки та 16-та в світі. У столиці, Тріполі, проживає 1,7 мільйона з 6,3 мільйона лівійців. Лівія традиційно ділиться на три частини: Тріполітанія (Зх), Кіренаїка (Сх) і Феццан (Пд) [1].

Основний вид транспорту в Лівії – автомобільний. Загальна протяжність автомобільних доріг Лівії з твердим покриттям понад 47,6 тис км. Лівія має понад 50 аеродромів із твердим покриттям. Міжнародні аеропорти – Тріполі, Сірт, Бенгазі. Для країни з площею 1,8 млн км<sup>2</sup>, авіація є незамінним видом транспорту.

Важливу роль у транспортному обслуговуванні Лівії відіграє морський транспорт. Головним портом країни є Тріполі, також важливу роль відіграють порти Бенгазі, Аль-Байда, Дерна і Тобрук. Власний вантажний морський флот Лівії налічує 26 суден, в тому числі 12 танкерів.

Специфіка розвитку будівельної галузі в країнах Африки має свої особливості. Так в табл. 1-3 проведено співставлення та порівняння даних про будівництво в Лівії та сусідніх країнах.

Таблиця 1

Будівництво в Лівії та сусідніх країнах, порядок відношення до показника Лівії						
Країна	Рік					
	1970	1980	1990	2000	2010	2015
Алжир	0.21	0.17	0.50	0.13	0.40	1.6
Єгипет	-0.080	-0.40	-0.039	0.17	0.17	1.6
Судан	-0.77	-0.90	-0.52	-0.81	-0.30	0.93
Туніс	-0.46	-0.72	-0.57	-0.49	-0.52	0.65
Чад	-1.1	-1.8	-1.1	-1.5	-1.1	0.093
Лівія	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Нігер	-1.3	-1.3	-1.5	-1.9	-1.6	-0.27

Таблиця 2

Будівництво на душу населення в Лівії та сусідніх країнах,  
відношення до показника Лівії

Країна	Рік					
	1970	1980	1990	2000	2010	2015
Алжир	0.23	0.24	0.54	0.23	0.44	7.1
Єгипет	0.051	0.029	0.071	0.12	0.11	2.6
Туніс	0.15	0.096	0.14	0.18	0.18	2.5
Судан	0.026	0.021	0.051	0.024	0.068	1.3
Лівія	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Чад	0.050	0.011	0.060	0.022	0.042	0.55

Таблиця 3

Будівництво на душу населення в Лівії та в країнах лідерах,  
відношення до показника Лівії

Країна	Рік					
	1970	1980	1990	2000	2010	2015
Китай	1.2	0.65	0.95	1.4	1.8	3.3
США	2.4	1.7	2.1	2.2	1.9	3.2
Японія	1.8	1.5	2.2	2.1	1.7	2.8
Індія	1.1	0.46	0.94	0.99	1.3	2.6
Великобританія	1.6	1.1	1.6	1.5	1.3	2.6

Залізниця в Лівії були закриті в 1965 році, і протягом кількох наступних десятиліть залізниць в країні не було. В даний час є ряд

проектів з відтворення залізничної мережі. Ведеться будівництво залізниці від Тріполі до кордону з Тунісом (відкриття лінії було заплановано ще на 2009 рік). У червні 2008 року почалося будівництво лінії Тріполі - Сирт, а 30 серпня 2008 року розпочато будівництво 554-кілометрової лінії від Сирта до Бенгазі. У перспективі планується прокласти залізницю вздовж усього узбережжя: від кордону з Тунісом до кордону з Єгиптом, а також побудувати Транс-сахарську залізницю в Нігер.

Розвиток будівельної галузі Лівії, її результативність і вклад у зростання економіки країни можна проаналізувати на основі табл. 4.

Таблиця 4

Економічні показники будівельної галузі в Лівії  
протягом 1070 – 2016 років

Рік	млрд \$	\$ на 1 людину	млрд \$	ріст	% буд в екон	доля Лівій		
	Поточні ціни		Постійні ціни, 1970 р.			Світ	Африка	Пн. Африка
1970	0.23	107.0	0.23		5.8	0.11	3.7	21.6
1971	0.30	136.6	0.21	-5.7	6.2	0.12	4.4	24.9
1972	0.51	221.7	0.24	10.6	8.8	0.18	5.9	30.6
1973	0.80	332.5	0.24	0.36	10.2	0.23	7.7	35.4
1974	42767	465.5	0.29	21.0	8.6	0.30	9.1	38.9
1975	42826	515.3	0.32	11.1	10.1	0.30	8.2	33.5
1976	42887	586.3	0.35	10.8	9.3	0.34	7.9	31.3
1977	42979	658.7	0.39	9.6	9.2	0.35	8.2	30.6
1978	42737	718.7	0.41	6.0	10.6	0.33	8.3	28.2
1979	42796	735.8	0.42	1.4	8.2	0.31	7.9	26.8
1980	42980	911.3	0.48	16.4	7.8	0.36	8.3	28.0
1981	42738	938.9	0.49	0.90	9.6	0.39	8.9	29.8
1982	42949	824.2	0.44	-10.9	8.9	0.37	8.8	26.0
1983	42918	762.4	0.41	-5.7	8.7	0.36	8.9	24.0
1984	42888	712.4	0.39	-4.6	9.3	0.35	9.5	21.9
1985	42980	744.9	0.42	7.0	9.6	0.38	11.1	22.0
1986	42979	468.2	0.37	-11.5	7.7	0.20	7.4	12.9
1987	42917	427.2	0.32	-14.7	7.7	0.17	7.4	12.7

1988	42917	402.7	0.34	7.8	5.9	0.14	7.5	13.7
1989	42948	416.2	0.36	6.5	5.9	0.14	7.8	14.5
1990	2.0	457.9	0.38	4.3	5.8	0.14	8.2	15.9
1991	42796	503.5	0.44	16.5	5.9	0.16	10.2	21.1
1992	42827	522.8	0.42	-5.8	5.9	0.16	10.1	20.3
1993	42768	472.6	0.42	0.24	6.0	0.14	9.3	18.0
1994	2.0	427.7	0.43	3.3	5.9	0.12	9.1	17.5
1995	42917	338.9	0.36	-16.4	5.2	0.095	7.2	14.2
1996	42768	447.3	0.48	32.0	6.4	0.13	9.4	18.6
1997	42768	435.7	0.46	-4.1	6.1	0.13	8.9	17.5
1998	42768	427.9	0.43	-5.9	6.6	0.13	8.4	15.9
1999	42857	477.7	0.47	9.0	6.7	0.15	9.6	18.0
2000	42980	536.4	0.58	24.2	7.0	0.16	10.9	20.5
2001	42857	468.3	0.61	4.9	7.0	0.15	9.9	17.9
2002	42856	276.0	0.72	17.3	6.3	0.085	5.9	11.3
2003	42826	246.4	0.63	-12.0	4.7	0.068	4.6	9.7
2004	42917	290.1	0.69	9.1	4.4	0.071	4.5	10.1
2005	42737	353.5	0.81	17.5	4.0	0.081	4.6	10.7
2006	42827	403.3	0.87	7.6	3.9	0.085	4.5	10.8
2007	42738	515.1	1.0	16.4	4.4	0.097	4.7	11.3
2008	42982	800.2	42767	16.3	5.1	0.14	6.1	14.6
2009	6.0	973.7	42795	9.0	8.7	0.18	7.3	16.5
2010	42831	1 016.3	42826	5.8	7.8	0.18	6.6	15.6
2011	42736	180.8	0.28	-79.0	2.8	0.029	1.1	2.9
2012	42826	225.9	0.99	249.1	1.5	0.035	1.2	3.5
2013	42736	181.1	0.45	-54.8	1.5	0.027	0.89	2.6
2014	0.71	113.8	0.31	-30.5	1.5	0.017	0.52	1.5
2015	0.41	65.7	0.30	-2.6	1.5	0.010	0.32	0.91

В пустельних районах південної Лівії існує велика рукотворна річка – складна мережа іригаційного водопроводу, визнана Книгою рекордів Гіннеса в 2008 році найбільшим іригаційним проектом в світі. Кола рукотворних оазисів, що розкидані по посушливих

регіонах і пустельному узбережжі - це результат дії поливальних машин, підключених до іригаційної системи.

У 1953 році, в ході геолого-розвідувальних робіт з пошуку нафтових родовищ, в південній Лівії були виявлені гігантські підземні запаси питної води, після чого в 60-х роках виникла ідея побудови в цьому районі іригаційної системи.

Роботи по проекту «наступу» на пустелю Сахара розпочалися в 1984-му році. Величезна іригаційна система включила в себе понад 1300 колодязів глибиною від 1 до 3 км, з яких вода доставляється на поверхню і поширюється по великим каналах. Діаметр кругових полів, над якими обертаються поливні машини, варіюються від кількох сотень метрів до 3 км.

Проект «Велика рукотворна ріка» – складна мережа побудованих водоводів, що забезпечувала в Лівії пустельні райони і узбережжя водою з Нубійського водоносного шару (рис. 1) [2].

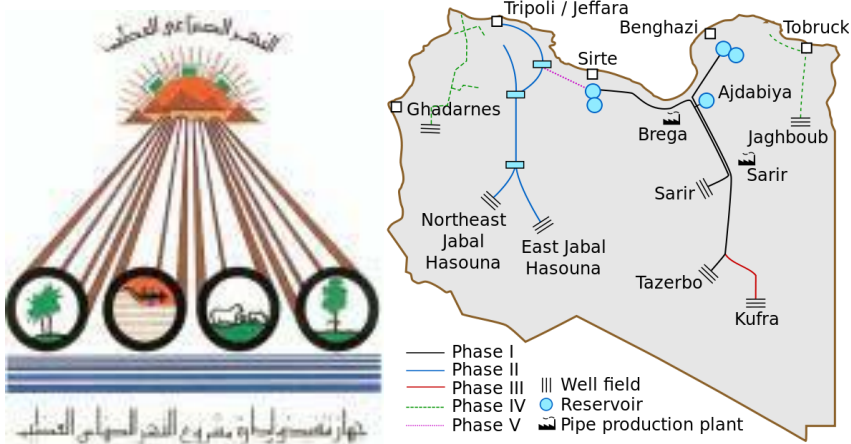


Рис. 1. Емблема та схема проекту «Велика рукотворна ріка»

Це був наймасштабніший іригаційний проект за всю історію людства. Ця величезна система труб і акведуків, що включає також понад 1300 свердловин, постачає міста Тріполі, Бенгазі, Сирт та інші, поставляючи 6 500 000 м<sup>3</sup> питної води в день.

У 1960-х з'явилися плани з будівництва іригаційної системи, безпосередні ж роботи по проекту почалися в 1984-му. У 1984 році почалася перша фаза проекту [3]. Реалізовувалася вона південно-корейськими фахівцями за новітніми технологіями (рис. 2).



Рис. 2. Загальний вигляд будівництва та орошені в результаті реалізації проекту поля (темні круги) в пустині Сахара

Саме будівництво природним чином розділилося на п'ять основних фаз.

Перша фаза передбачала серйозні екскаваторні роботи (до 85 млн м<sup>3</sup> ґрунту) до яких приступили 28 серпня 1984 року.

З 26 серпня 1989 року почалися роботи другої фази - «Воду в Тріполі», кінцева мета яких – доставка в Тріполітанію 1 мільйона м<sup>3</sup> води в день.

Третя фаза – завершення будівництва водоводу з оазису Куфра до Бенгазі.

Останні дві фази – будівництво нової, західної гілки в місто Тобрук і в підсумку об'єднання цих гілок в єдину систему біля міста Сирт.

Для виробництва труб діаметром чотири метри з попередньо напруженого залізобетону в місті Ель-Бурайка був побудований завод, що випустив понад півмільйона труб.

Станом на 2011 рік прокладено 1926 км труб. З 2011 року активні роботи по цьому проекту призупинені, а попереду – ще одна тисяча сімсот тридцять два км трубопроводів. Кожна 7,5-метрова сталева труба досягає в діаметрі чотири метри і важить до 83 тон, а всього таких труб - більше 530,5 тисяч. Загальна вартість проекту становить 25 млрд доларів.

Проект, за задумом, повинен був дозволити зробити поливними 130 тис. гектарів землі [4, 5]. Але у зв'язку зі різкою зміною соціально-економічної ситуації в країні (в 2011 р.) проект на даний момент реалізовано тільки на 70%. Подальші роботи по його завершенню сьогодні не проводяться. Як наслідок, відбувається тільки руйнування вже влаштованих, але не експлуатованих колекторів, віток водогонів та інших складних інженерних систем.

Варто відмітити, що незважаючи на дуже несприятливі природно-кліматичні фактори в Лівії, будівельна галузь цієї країни готова до втілення технічно складних та неординарних проектів.

1. Лівія. [Електронний ресурс]. - Режим доступу: <https://uk.wikipedia.org/wiki/%D0%9B%D1%96%D0%B2%D1%96%D1%8F>

2. Великая рукотворная река. [Електронний ресурс]. - Режим доступу: <http://mypensiya.mirtesen.ru/blog/43388276029/Velikaya-rukotvornaya-reka---Sokrovische-Kaddafi>

3. Lybya\_1984\_4. [Електронний ресурс]. - Режим доступу: [http://onekorea.ru/2012/06/08/velikij-proekt-kaddafi-osushhestvlenyj-korejskim-inzhenerami-v-livijskoj-pustyne/lybya\\_1984\\_4/](http://onekorea.ru/2012/06/08/velikij-proekt-kaddafi-osushhestvlenyj-korejskim-inzhenerami-v-livijskoj-pustyne/lybya_1984_4/)

4. Water, Water, Water – Libya's Hidden Asset [Електронний ресурс]. - Режим доступу: <http://www.radios.cz/m/info/libyawater.html>

5. The Great Man-Made River of Gaddafi: What Happened To It? [Електронний ресурс]. - Режим доступу: <http://www.radios.cz/m/info/libyawater.html>



УДК 539.3

**ЗАЛЕЖНІСТЬ ВЕЛИЧИНИ ВАНТАЖОПІДЙОМНОСТІ  
БЕТОННОЇ БАЛКИ ВІД МІСЦЯ ЇЇ ПОПЕРЕДНЬОГО  
ОБТИСНЕННЯ**

**DEPENDENCE OF THE LOAD CAPACITY OF A CONCRETE  
BEAM FROM THE PLACE OF ITS PRE-COMPRESSION**

**Андрушков В.І., к.т.н., доцент, Кузьмич І.М., студент 3-го курсу,  
гр. ПЦБ-31 ( НУВГП, м.Рівне)**

**Andrushkov V.I., Ph.D., senior lecturer, Kuzmych I.N., third-year  
student, group ICC-31 (National University of Water Management and  
Natural Resources Use, Rivne)**

Представлено матеріали дослідження впливу місця попереднього обтиснення бетонної балки на її несучу здатність. Результати порівнювались з відповідними значеннями, отриманими при розрахунку балки, як бруса, який працює на поздовжньо-поперечний згин за методом допустимих навантажень.

The purpose of this paper is to investigate the influence of the eccentricity of the beam pre-compression on its load-carrying capacity and to determine the amount of error given by the calculation technique, in which the magnitude of the additional bending moment from the action of the longitudinal load is not taken into account.

The materials of the investigation of the effect of the concrete beam pre-compression site on its bearing capacity are presented. The results were compared with the corresponding values obtained in calculating the beam, as a girder, which works on longitudinal-transverse bending by the method of permissible loads.

The results of the research can be used in the study of the academic discipline "Resistance of materials" by the students specializing in construction engineering.

Ключові слова: балка, бетон, попереднє обтиснення, несуча здатність.

Keywords: beam, concrete, preliminary reduction, bearing capacity.

Бетон, як відомо, - це матеріал, який по різному чинить опір розтягу і стиску. Допустима напруга бетону на розтяг ( $\sigma_{adm}^t$ ) значно менша за допустиму напругу на стиск ( $\sigma_{adm}^c$ ). Тому, при згинанні, балка з такого матеріалу здатна витримати дуже мале поперечне навантаження.

Попереднє обтиснення такої балки суттєво підвищить її несучу здатність. За його оптимальне значення слід прийняти таку величину, при дії якої балка залишається міцною як при відсутності так і при наявності поперечного навантаження, а її вантажопідйомність буде максимальною.

Методика визначення оптимальної величини попереднього обтиснення була запропонована в роботі [1]. Але автором цієї роботи розглянуто лише задачу, коли сила попереднього обтиснення діяла вздовж осі балки. При розрахунках було використано принцип незалежності дії сил, тобто не враховувався додатковий згинальний момент від поздовжнього навантаження.

Мета даної роботи - дослідити вплив величини ексцентриситету попереднього обтиснення балки на її несучу здатність, та визначити величину похибки, яку дає методика, наведена в роботі [1].

Розглянемо згин попередньо напруженої бетонної балки прямокутного поперечного перерізу (рис.1). Поздовжні сили  $P$  діють з ексцентриситетом  $e = h/6$ , тобто точка їх прикладання розташована на границі ядра поперечного перерізу балки. Точки  $m$  і  $n$  належать перерізу балки, де величина згинального моменту максимальна.

Будемо вважати, що балка має велику жорсткість, а тому для визначення нормальних напруг в цих точках скористаємось принципом незалежності дії сил.

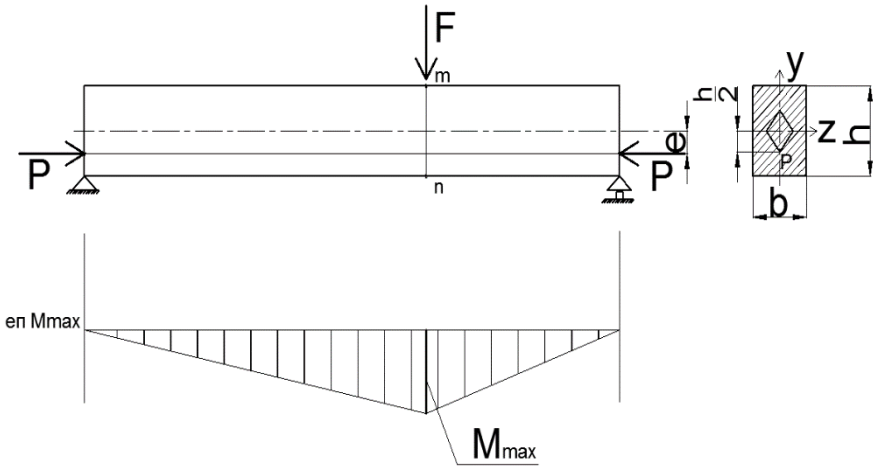


Рис.1 Схема балки та епюра згинальних моментів від дії поперечного навантаження

Умова міцності балки представлена в вигляді нерівностей:

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{M_{max}}{I_z} \cdot \frac{h}{2} \leq \sigma_{adm}^c, \\ \sigma_n = \frac{M_{max}}{I_z} \cdot \frac{h}{2} - \frac{2P}{A} \leq \sigma_{adm}^t. \end{cases} \quad (1)$$

Введемо такі позначення:

$$\frac{M_{max}}{I_z} \cdot \frac{h}{2} = Y; \quad \frac{P}{A} = X. \quad (2)$$

Тоді нерівності (1) будуть мати вигляд:

$$\begin{cases} Y \leq \sigma_{adm}^c, \\ Y \leq \sigma_{adm}^t + 2X. \end{cases} \quad (3)$$

На рис.2 показано графіки:  $Y = \sigma_{adm}^c$  (пряма **BC**), та

$$Y = \sigma_{adm}^t + 2X \text{ (пряма **DL**).$$

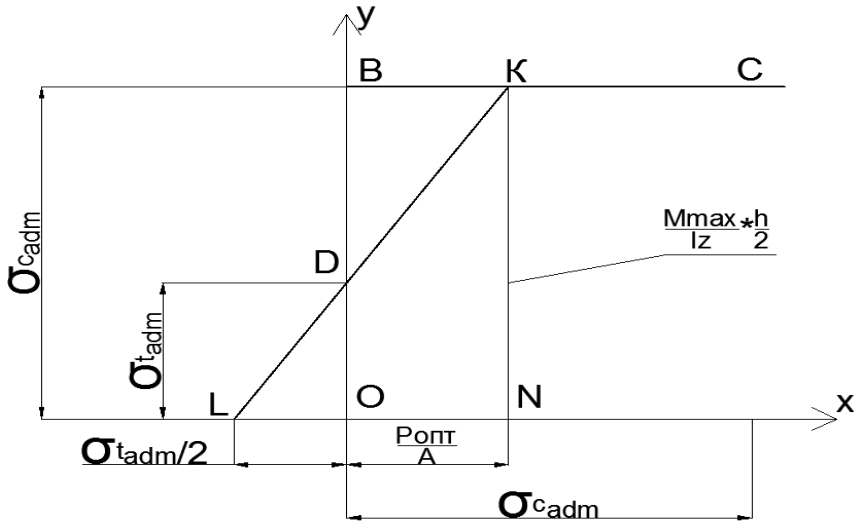


Рис.2. Графіки функцій  $Y = \sigma_{adm}^c$ , та  $Y = \sigma_{adm}^t + 2X$

Точка **К** перетину прямих **BC** і **DL** (рис.2) являється точкою оптимального розв'язку. Ордината цієї точки (відрізок **KN** =  $\sigma_{adm}^c$ ) відповідає максимальному допустимому поперечному навантаженню на балку ( $F_{adm}$ ), а абсциса (відрізок **ON**) відповідає оптимальному значенню її попереднього обтиснення ( $P_{opt}$ ).

З подібності трикутників **KNL** і **DOL** визначаємо:

$$P_{opt} = \frac{A}{2} (\sigma_{adm}^c - \sigma_{adm}^t), \quad (4)$$

а максимально допустиме значення згинального моменту з рис.2 буде дорівнювати:

$$M_{max} = \frac{2I_z}{h} * \sigma_{adm}^c. \quad (5)$$

З рівняння (5) можна визначити величину  $F_{adm}$ .

В таблиці 1 наведено значення  $P_{opt}$ ,  $M_{max}$  і  $F_{adm}$  в залежності від величини ексцентриситету ( $e$ ) лінії дії попереднього обтиснення балки.

Таблиця 1

Значення  $P_{opt}$ ,  $M_{max}$  і  $F_{adm}$

e	Розрахункова величина			%
	$P_{opt}$ , кН	$M_{max}$ , кНМ	$F_{adm}$ , кН	
0	$\frac{A}{2} (\sigma_{adm}^c - \sigma_{adm}^t) = \frac{I_z}{h} (\sigma_{adm}^c + \sigma_{adm}^t)$	$\frac{I_z}{h} (\sigma_{adm}^c + \sigma_{adm}^t)$	$\frac{4M_{max}}{l} = 9$	-
$\frac{h}{6}$	$\frac{A}{2} (\sigma_{adm}^c - \sigma_{adm}^t) = \frac{2I_z}{h} \cdot \sigma_{adm}^c = 16,70$	$\frac{2I_z}{h} \cdot \sigma_{adm}^c = 16,70$	$\frac{4M_{max}}{l} = 1$	+75
$\frac{h}{2}$	$\frac{A}{4} \cdot \sigma_{adm}^c = 104,4$	$\frac{2I_z}{h} (\sigma_{adm}^c + \sigma_{adm}^t)$	$\frac{4M_{max}}{l} = 1$	+100

Примітка 1. Розрахунки виконувались при наступних вихідних даних:

- сила F діє посередині прогону балки;
- матеріал балки – бетон класу B25 (M350);
- $E=0,3 \cdot 10^5$  МПа – модуль пружності бетону;
- $R_{н}^c = 18,5$  МПа - нормативний опір бетону при стиску;
- $R^c = 14,5$  МПа - розрахунковий опір бетону при стиску;
- $R_{н}^t = 3,2$  МПа - нормативний опір бетону на розтяг при згині;
- $R^t = 2,1$  МПа - розрахунковий опір бетону на розтяг при згині;
- $l = 4$  м – довжина прогону балки;
- $b \times h = 12 \times 24$  (см) – розміри поперечного перерізу балки;
- $I_z = \frac{bh^3}{12} = 13824$  см<sup>4</sup> – осьовий момент інерції поперечного перерізу балки відносно нейтральної осі;
- $W_z = \frac{bh^2}{6} = 1152$  см<sup>3</sup> – осьовий момент опору поперечного перерізу балки відносно нейтральної осі.

Примітка 2. При відсутності попереднього обтиснення балки величина допустимого поперечного навантаження дорівнюватиме:

$$F_{adm} = \frac{8 \cdot I_z}{l \cdot h} \cdot \sigma_{adm}^t = \frac{8 \cdot 13824 \cdot 10^{-8}}{4 \cdot 24 \cdot 10^{-2}} \cdot 2,1 \cdot 10^3 = 2,42 \text{ кН.}$$

В таблиці 2 порівнюються величини напруг, які отримані за методикою [1], з відповідними значеннями при врахуванні додаткових згинальних моментів від дії поздовжніх сил. Тобто для порівняння було виконано розрахунок попередньо розглянутих прикладів завантаження балки, як розрахунок бруса при поздовжньо-поперечному згинанні.

Причому, величини напруг в крайніх точках небезпечного перерізу балки обчислювались за методом допустимих навантажень з урахуванням ексцентриситету лінії дії поздовжніх сил [2] за формулою:

$$\sigma = -\frac{P}{A} \pm \frac{M_{max}}{W_z} \pm \frac{P \cdot e}{W_z} \pm \frac{P}{W_z} \cdot y_0 \cdot C, \quad (6)$$

де  $y_0 = \frac{Fl^3}{48EI_z} - \frac{P \cdot e \cdot l^2}{8EI_z}$  - величина прогину від дії сили  $F$  і моменту  $P \cdot e$ ;

$C = \frac{1}{1 - \frac{k \cdot P}{P_e}}$  - коефіцієнт, який враховує вплив поздовжніх сил на величину прогину;

$k$  - коефіцієнт запасу міцності ( $k = \frac{R_H^c}{R^c}$  - в зоні стиску і  $k = \frac{R_H^t}{R^t}$  - в зоні розтягу матеріалу);

$P_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l^2}$  - Ейлерова сила.

Таблиця 2

Величини нормальних напруг в крайніх точках поперечного перерізу балки

$e$	Напруга $\sigma_m$		Напруга $\sigma_n$		%
	За методикою [1]	За формулою (6)	За методикою [1]	За формулою (6)	
0	14,50 МПа	15,02 МПа	-	-	3,5
$h/6$	14,50 МПа	14,82 МПа	-	-	2,2
$h/2$	-	-	2,10 МПа	2,11 МПа	0,5

Примітка: при розрахунку сили  $P$  і  $F$  дорівнювали значенням  $P_{\text{опт}}$  і  $F_{\text{adm}}$  (табл.1.) відповідно.

Аналіз результатів розрахунків, представлених в таблицях 1 і 2, дає можливість зробити наступні висновки:

1. При збільшенні ексцентриситету точки прикладання сили попереднього обтиснення балки вантажопідйомність балки суттєво зростає;
2. При тих вихідних даних, які було використано в розв'язку задач, похибка від нехтування додатковим згинальним моментом від поздовжнього навантаження незначна. Причому її величина зменшується з збільшенням ексцентриситету лінії дії попереднього обтиснення балки. Це пояснюється тим, що збільшення ексцентриситету точки прикладання сили  $P$  зменшує її плече при визначенні додаткового згинального моменту, який, в свою чергу, все менше впливає на величину нормальної напруги;
3. Результати дослідження можуть бути використані в навчальному процесі для студентів спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія».

1.Варвак П.М. Новые методы решения задач сопротивления материалов.- Издательское объединение «Вища школа»,1977, 160 с.

2.Беляев Н.М. Сопротивление материалов.- Главная редакция физико-математической литературы изд-ва «Наука», 1976, 608 с

УДК 69.691

**ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ КОНСТРУКТИВНИХ  
ОСОБЛИВОСТЕЙ СУЧАСНИХ БАГАТОПУСТОТНИХ  
ПЕРЕКРИТТІВ**

**COMPARATIVE ANALYSIS OF CONSTRUCTION  
FEATURES SLABS WITH BY USE OF HOLLOW**

**Антипенко Є.Ю к.т.н. доц., Щербіна Л.В. доцент, Жердев С.С.  
магістрант (ЗНТУ, м. Запоріжжя).**

**Antipenko E.Y. Ph.D., Docent, Shcherbina L.V. Docent, Zherdiev  
S.S., Master Student (Zaporizhya National Technical University,  
Zaporizhya).**

В роботі розглянуто конструктивні особливості сучасних багатопустотних монолітних залізобетонних дисків перекриття з використанням вкладишей-пустотоутворювачів. На прикладі виконано порівняння економії ваги та витрат основні матеріали.

The relevance of the topic is determined by the needing to reduce weight and material consumption in modern building of monolithic structures on the territory of Ukraine. In this paper, constructive features of modern multi-hollow monolithic reinforced concrete overlapping disks are considered with the using void-forming agents. On the example of designing a multi-storey apartment house, a comparison is made for weight saving, consumption and reinforcement of concrete. With the using of inserts of void-forming agents, overlap weight decrease reaches 35%, the needing for massive lifting mechanisms decreases in urban conditions.

Ключові слова: багатопустотні перекриття, пустотоутворювачі, полегшення перекриття, вкладиші-пустотоувтворювачі, перекриття.

Key words: hollow-core overlapping, cavity-forming, structures relief, inserts-hollow-core, overlapping.

З кожним десятиріччям поширюється градація технологій та методів зведення будівель і споруд. Особливу роль у зведенні



будівель грають монолітні залізобетонні перекриття. Однак крім переваг у залізобетону є істотний недолік – велика власна вага.

В даний час, в будівельній галузі країн СНД, влаштування залізобетонних дисків і перекриттів проводиться безпосередньо на будівельному об'єкті. Це проводить до конструктивного вирішення застосування монолітного і в крайньому випадку комбінованого способу виробництва робіт. Залізобетонні перекриття є найбільш матеріаломісткими конструкціями будівель і споруд. При цьому в каркасних будівлях близько 65% загальної витрати доводиться на перекриття суцільного перетину.

Останнім часом в Європі та країнах СНД, зріс інтерес до зведення багатопустотних плит перекриття з пустотоутворювачами, в умовах будівельного майданчика. У ряді країн Європи поширеною практикою стало успішне впровадження і застосування інноваційної опалубки пустотоутворювачів для масового виробництва «полегшеного перекриття». Прикладом таких систем розробки і застосування опалубки являються системи Airdeck (Нідерланди); Cobiax (Швейцарія); Bubble Deck (Великобританія); U-boot beton, Nautilus (Італія); Beeplate (Німеччина) та ін.

У сейсмічних районах зниження маси будівлі тягне за собою значне зниження сейсмічного впливу на будівлю. Вони дозволяють ефективно сприймати і передавати (перерозподіляти) горизонтальні навантаження і забезпечувати спільну просторову роботу вертикальних несучих конструкцій, при горизонтальних сейсмічних дій.

Актуальність даної теми визначається тим, що зниження ваги будівельних конструкцій при проектуванні стає більш значимою для монолітного будівництва в Україні. Зменшення витрат будівельних матеріалів на зведення конструкції перекриття, при збереженні несучої здатності забезпечує істотний економічний ефект, при використанні пустотоутворювачів у монолітному будівництві.

Існує багато різновидів зменшення ваги монолітного перекриття з використанням технології впровадження пустотоутворювачів але найбільш розповсюдженими і зарекомендованими є:

- Airdeck (рис.1);
- Cobiax (рис.2);
- Bubble Deck (рис.3);
- U-boot beton (рис.4).

Вкладиші, як правило, виготовляють з полімерних матеріалів вторинної переробки, поліетилену, полівінілпропілену або полівінілхлориду.



Рис. 1 Полегшені залізобетонні перекриття за технологією Airdeck.



Рис.2 Пустотоутворювачі Cobiax.



Рис. 3 Плита по типу BubbleDeck



Рис. 4 Перекриття за технологією U-boot beton

За технологією Airdeck [1] на заводі виготовляють нижню обшивку плити перекриття у вигляді збірної залізобетонної конструкції з втпленими пластиковими елементами, званими «легкі коробки» (airboxes). Нижня обшивка плити перекриття має стандартні розміри: товщину 60 мм, довжину 9 м і ширину до 4 м.

Робочі розміри вкладишів-коробок  $20 \times 20$  см, а висота залежить від товщини перекриття і змінюється в інтервалі від 12 до 35 см.

Крок вкладишів-коробок постійний і дорівнює 30 см. Між рядами вкладишів розміщують арматурні сітки для закріплення арматури залізобетонної конструкції.

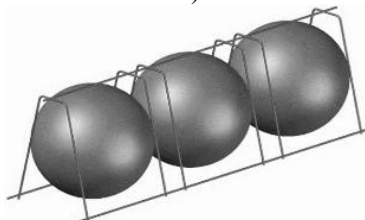
Перевага цієї технології полягає в тому, що не потрібно розміщувати вкладиші-пустотоутворювачі на будівельному майданчику.

Технологія Сobiaх [2,3,4] для зведення полегшених залізобетонних перекриттів застосовує технологічний арматурний модуль для просторової фіксації пустотоутворювачів в тілі плити в проектному положенні і запобігання зміни цього положення в ході бетонування. У арматурному каркасі розташовують пустотоутворювачі (рис.5).

Розрізняють два типи лінійних арматурних модулів з невийманними вкладишами-пустотоутворювачами: в формі еліпсоїду обертання (система «Slim-Line») для бетонування перекриттів товщиною від 20 до 35 см і в формі сферичного шару (система «Eco-Line») (рис. 5) для перекриттів до товщини від 30 до 60 см. Поставляються на будівельний майданчик окремо арматурні сітки та вкладиші або готові арматурні модулі довжиною 2.5м.



а)



б)

Рис. 5 Арматурні модулі Сobiaх: а) - система «Slim-Line»; б) - система «Eco-Line».

BubbleDeck [5,6,7] - компанія, яка в якості пустотоутворювачів застосовує пусті шари сферичні або еліптичної форми. Ця технологія поєднує в собі особливості двох попередніх. На будівельний майданчик поставляються або шари, або готові до монтування, з нижньою обшивкою плити перекриття.

Система U-Boot Beton [8] застосовує вкладиші блокової форми з повторно переробленого поліпропілену, з робочими розмірами 52×52 см і заввишки від 10 до 56 см. Використання вкладишів системи U-Boot Beton дозволяє бетонувати плити перекриття товщиною від 20 до 76 см.

Завдяки конічним ніжкам, які розміщені по кутах вкладиша, можна запроектувати товщину бетону залізобетонних обшивок конструкцій від 5 до 10 см з кроком 1 см. Відстані між вкладишами-пустотоутворювачами виставляються за допомогою розпірних муфт з градуйованою шкалою, що мають два типи розміру і забезпечують інтервал 10 20 см і 22-28 см. Муфта вставляється в верхню частину вкладиша в виїмки, де присутні спеціальні кріпильні елементи. Завдяки даній системі з'єднання вкладишів є простим і швидким в зв'язку з відсутністю прив'язки до арматури плити перекриття.

На прикладі житлової будівлі розмірами в плані 57,6x12,9 м (рис. 5), яке має перекриття виконане монолітними ділянками загальною площею 609 м<sup>2</sup>, порівняємо кількість витраченого матеріалу на його зведення. Витрати матеріалу на 1м<sup>2</sup> представлені у табл. 1

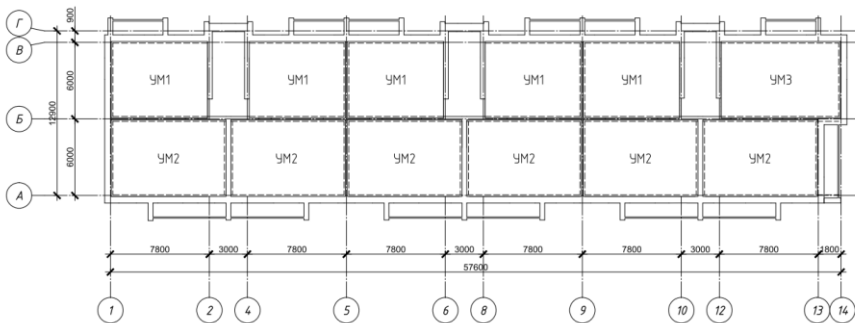


Рис. 6 Перекриття виконане монолітними ділянками.

Таблиця 1

Витрати матеріалу на 1м<sup>2</sup> перекриття з врахуванням пористоутворювачів.

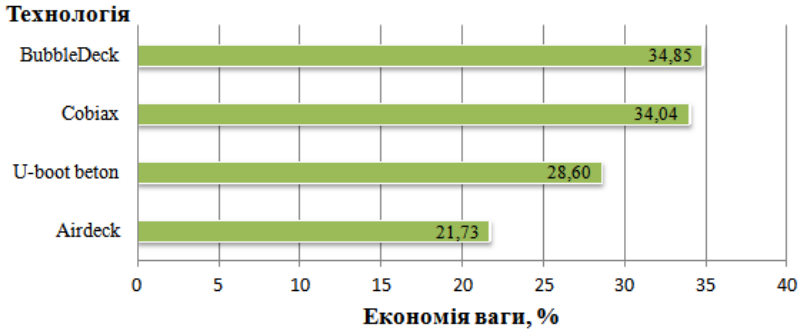
Технологія	Об'єм вкладки шу, см <sup>3</sup>	Об'єм вкладки шей, м <sup>3</sup> /м <sup>2</sup>	К-ть вкладишей, шт/ м <sup>2</sup>	Витрата бетону, м <sup>3</sup> /м <sup>2</sup>	Витрата арматури, кг/м <sup>2</sup>	Зведена товщ. перекриття, см
Airdeck	5200	0,0057	11	0,159	15,89	20,4
Cobiax	8523	0,0075	8,8	0,1	10	17,5
Bubble Deck	4100	0,0070	17	0,162	16,19	17,2
U-boot beton	3000	0,0007	2,44	0,109	10,88	18,2

Як можна побачити з табл. 2 та рис. 6 максимальне зменшення ваги можна досягти використанням технології BubbleDeck. Економія бетонного розчину складає третину від того матеріалу, який було би витрачено при зведенні звичайного монолітного перекриття. З невеликою різницею відстає технологія Cobiax. Перевагою над лідируючою технологією є те, що технологія Cobiax не потребує використання вантажопідійомних механізмів і це дає перевагу у будівництві в стиснених умовах міської забудови.

Таблиця 2

Економія матеріалу та ваги на зведення дисків перекриття

Назва технології	Витрата бетону, м <sup>3</sup>	Витрата арматури, т	Вага перекриття, т	Економія бетону, %	Економія ваги, %
Airdeck	120,75	1,97	303,86	20,7	21,73
Cobiax	102,01	1,07	256,08	33,0	34,04
BubbleDeck	100,50	1,70	252,95	34,0	34,85
U-boot beton	110,39	1,21	277,19	27,5	28,60



Гіпотеза. Можна зробити припущення, що кошти та матеріали на зведення дисків перекриття можливо зекономити шляхом впровадження у проект однієї з цих технологій, але не менш важливий фактор – економічна доцільність такого проекту. Адже не можливо керуватись лише економією витраченої бетонної суміші та арматурної сталі. Цю економію може перекрити вартість доставки, трудових витрат та витрат на зведення.

Доцільно зробити висновок, що швидкість зведення таких дисків перекриття менша порівняно з традиційним монолітним (витрата часу на встановлення вкладишей в проектне положення). Але, наприклад, при монтажі елементів Slim-line та Eco-line за технологією Cobiax швидкість зростає використанням готових арматурних модулів. Не виникає потреби регулювання висоти верхнього ряду арматурної клітки. Висота регулюється арматурними модулями, які обираються за розрахунком.

Одним з не менш важливих факторів, які впливають на впровадження полегшення є недовіра до характеристик пустотоутворювачів, та неперевірена і не стандартизована система в межах України.

У ході дослідження було з'ясовано на скільки у відсотковому вираженні можливо зменшити витрати на виготовлення дисків перекриття використанням вкладишей-пустотоутворювачів.

В умовах міської забудови можливість використання технологій Cobiax та U-boot beton дає змогу зменшити необхідність використання вантажопідйомних механізмів.

На територіях з небезпечними сейсмічними зонами перевага цих технологій в тому, що конструктивно менша вага будівлі менш

схильна впливанню горизонтальних навантажень від дії сейсмічних коливань.

Головним питанням впровадження передових технологій у монолітне будівництво України є перевірка, стандартизація та поширення інформації у круги представників будівельної галузі.

Для можливості використання цих технологій потрібно тісно співпрацювати за представниками компаній та відкриття представництв в Україні.

Співробітництво з компаніями, які виготовляють пустотоутворювачі може дати великий досвід для впровадження інших технологій сучасної Європи.

1. AirDeck® System. [Електронний ресурс]. - Режим доступі: <http://www.airdeck.com/>.

2. Технология Cobiax: экономично - экологично - быстро / Вестник Российского союза строителей. - 2013. - №2. - С. 20-21..

3. Cobiax Technologies AG [Електронний ресурс]. - Режим доступу: <http://www.co-biax.com/startseite>.

4. Cobiax® System. [Електронний ресурс]. - Режим доступу: <http://www.cobiax.cl>.

5. A. Churakov. Biaxial hollow slab with inno-vative types of voids/Строительствоуникальных зданий и сооружений. – ISSN 2304-6295, №6 (21), 2014. – С. 70-88..

6. BubbleDeck® System. [Електронний ресурс]. - Режим доступу: [http://www.bub-bledeck-uk.com/..](http://www.bub-bledeck-uk.com/)

7. Mota Mike. Voided Slabs. Then and now / Concrete international. - 2010. - Vol. 32, No, 10, - pp. 41-45..

8. DALIFORM group. [Електронний ресурс]. - Режим доступу: <http://ru.dali-form.com/prodotti/cateorie.php..>

УДК 624.042

**ПРО НЕПРОЕКТНІ ФАКТОРИ ВПЛИВУ  
НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН БУДІВЕЛЬ  
І СПОРУД З ТРИВАЛИМ ТЕРМІНОМ ЕКСПЛУАТАЦІЇ**

**OF NON-PROJECT FACTORS THAT IMPACT  
ON THE STRESS-STRAIN STATE OF THE LONG-TERM  
OPERATED BUILDINGS AND STRUCTURES**

**Банах А. В., к.т.н., доц. (Запорізька державна інженерна академія, м. Запоріжжя), Ткаченко В. Б., д.т.н. (Запорізька державна інженерна академія, м. Запоріжжя)**

**Banakh A. V., Ph.D., assistant professor (Zaporizhzhia State Engineering Academy, Zaporizhzhia), Tkachenko V. B., D.Sc. (Zaporizhzhia State Engineering Academy, Zaporizhzhia)**

Визначено неprojektні фактори зовнішнього впливу на будівлі та споруди, що експлуатуються тривалий час. Надано якісну оцінку ступеню впливу цих факторів на напружено-деформований стан об'єктів забудови. Обґрунтовано необхідність урахування неprojektних факторів при розрахунках будівельних конструкцій.

A significant number of buildings and structures does not reach the end of the normative lifetime with a technical condition that could be defined as normal or satisfactory. The purpose of this research is to identify and justify the necessity to take into account certain non-project factors in calculations of buildings and structures. Such impacts spring up during the operation and affect the stress-strain state of building structures. The non-project factors of external impacts on the long-term operated buildings and structures are determined. The qualitative estimation of these factors' impact degree on the stress-strain state of buildings is given. The necessity of taking into account non-project factors during calculations of building constructions is substantiated.

Ключові слова: будівлі, споруди, тривала експлуатація, напружено-деформований стан, будівельні конструкції, неprojektний фактор, зовнішній вплив



Keywords: buildings, structures, long-term operation, stress-strain state, building constructions, non-project factor, external impact

Значна кількість будівель і споруд не досягає кінця нормативного терміну експлуатації в технічному стані, який можна було б визначити як нормальний або задовільний. Наприклад, сьогодні у м. Запоріжжя за даними міської ради лише у житловому секторі налічується більше 60 багатоквартирних будинків, технічний стан яких визначений як непридатний до нормальної експлуатації [1] (фактично – аварійний). Це складає близько 2 % від загальної кількості багатоквартирних житлових будинків міста, половина з них – 9-поверхові типових серій 1-480, 480А і 96 з двох та більше блок-секцій [2]. Всі будівлі потребують негайного капітального ремонту, який за чинними нормативними документами передбачає призупинення на час його виконання експлуатації об'єктів [3], тобто для житлових будинків – відселення мешканців.

З цього витікає соціальний аспект проблеми незадовільного технічного стану будівель і споруд – відсутність достатньої кількості навіть тимчасово вільного житла для гідного розміщення відселених сімей на період капітального ремонту, але в цьому дослідженні детальніше зупинимося на технічній стороні питання.

Метою даного дослідження є визначення та обґрунтування необхідності врахування у розрахунках будівель і споруд деяких непроєктних факторів, що виникають в процесі експлуатації та впливають на напружено-деформований стан будівельних конструкцій. Задачами дослідження є визначення проєктних і непроєктних факторів впливу на будівлі та споруди, аналіз ступеню їх значущості при перевірочних і проєктних розрахунках будівельних конструкцій, обґрунтування необхідності врахування у розрахунках тих чи інших непроєктних факторів.

Вид деформацій, який притаманний переважній більшості об'єктів забудови, що знаходяться у непридатному до подальшої експлуатації технічному стані, є крен [4]. Основними причинами наднормативних кренів деформованих будівель і споруд є нерівномірні осадки та просідання ґрунтів основ їх фундаментів. Ще одним очевидним фактором впливу є наявність уклону місцевості, схилів. Вплив цих безпосередніх факторів можна легко визначити за зовнішніми ознаками, але вже після того, як

деформації відбудуться і технічний стан об'єкту погіршиться.

Звісно, з певного періоду обов'язково визначаються інженерно-геологічні умови майданчику будівництва, а наведені фактори враховуються у розрахунках будівельних конструкцій, фундаментів і основ будівель і споруд. При проектуванні та зведенні у разі наявності в ґрунтовій товщі основ фундаментів просідаючих шарів передбачаються та застосовуються конструктивні заходи проти просідання (використання паль, влаштування плитних фундаментів, монолітних залізобетонних поясів та ін.), так само як і різноманітні способи закріплення та зміцнення ґрунтів основ. Враховується навіть утворення воронок просідання під будівлею або поблизу неї внаслідок можливих аварій водоносних комунікацій і замочування просідаючих ґрунтів [5]. Але в багатьох випадках це не є запорукою надійної та безпечної експлуатації об'єкту протягом всього нормативного терміну.

В той же час однією з основних вимог технічних нормативно-правових документів, що висуваються до об'єктів забудови, є забезпечення механічного опору та стійкості протягом всього життєвого циклу, який повністю включає нормативний термін експлуатації [6, 7].

Проектними є фактори впливу на будівлі та споруди, які враховувалися на стадії проектування при розрахунку їх будівельних конструкцій. Це навантаження та дії, що зазначені у [8] і ряді інших нормативних документів:

- власна вага конструкцій і ґрунтів;
- корисне навантаження від обладнання, людей, тварин, матеріалів і виробів, що складаються;
- навантаження від снігу;
- навантаження від тиску вітру;
- температурно-кліматичні дії;
- ожеледно-вітрові навантаження.
- динамічні дії вагомого обладнання (при наявності);
- сейсмічні впливи (при необхідності, обумовленій [9]).

Для виробничих будівель, крім того, враховуються навантаження від кранів. Для всіх типів будівель і споруд обов'язково потрібно враховувати зміну значень навантажень, наведених у відповідних нормах, чинних на момент проектування реконструкції або технічного переоснащення. Також при наявності в основах фундаментів просідаючих ґрунтів необхідно керуватися

нормами [10].

В процесі тривалої експлуатації об'єкти забудови зазнають впливу непроєктних факторів, які не враховувалися при проектуванні та в разі виникнення можуть призводити до різкого погіршення технічного стану будівель і споруд. Непроєктні фактори переважно є наслідком діяльності людини, отже їх також можна назвати антропогенними. До таких факторів відносяться:

- зміна нормативних значень навантажень і дій;
- початкові деформації будівельних конструкцій;
- стихійна реконструкція будівель і споруд;
- зведення нових об'єктів поряд;
- тимчасові ґрунтові умови;
- витоки з водоносних комунікацій;
- просочування смістей і комунікацій хімічних речовин (для виробничих будівель);
- зміна початкових природних умов території забудови.

Фактор зміни значень навантажень і дій, наведених у відповідних нормах, чинних на момент проектування реконструкції або технічного переоснащення будівель і споруд, очевидний. При будь-яких діях з об'єктом забудови, який експлуатувався тривалий час, в перевірочних розрахунках необхідно враховувати поточні значення навантажень, наведені у нормах, чинних на момент проведення роботи. Особливо актуально для виробничих будівель і споруд, які проектувалися з урахуванням конкретного технологічного процесу й обладнання з мінімальними запасами міцності. Мінімальне перевищення проєктних навантажень може призвести до втрати несучої здатності конструкцій таких об'єктів.

В процесі експлуатації внаслідок як проєктних, так і непроєктних впливів будівлі та споруди одержують певні деформації, значення яких необхідно визначати в результаті технічного обстеження об'єктів і враховувати в подальших розрахунках. Обґрунтування детально наведено у [11].

Питання стихійної реконструкції переважно стосується перепланування приватних помешкань багатоквартирних житлових будинків і частково порушено у [2, 4], але також вкрай актуально для виробничих будівель приватних підприємств. У результаті знесення перегородок і пробивки або розширення отворів (особливо в несучих стінах), прибудов, надбудов та ін., знижується загальна жорсткість будівель. У сполученні з іншими факторами може

спричинити перевищення гранично допустимих параметрів напружено-деформованого стану конструкцій.

Фактор зведення нових об'єктів поряд з існуючими особливо актуальний для умов щільної забудови міст і передбачає короткотривалу (порівняно з нормативним терміном експлуатації) дію динамічних навантажень від будівельної техніки та обладнання, а також більш тривалий вплив як рівномірних, так, можливо, й нерівномірних осадок ґрунту від ваги нового об'єкту. Вплив дії динамічних навантажень від будівельної техніки та обладнання детально розглядався у [11], вплив ваги нового об'єкту на існуючі будівлі та споруди деталізовано та обґрунтовано у [12].

Тимчасовими ґрунтовими умовами вважатимемо наявність довгобуду, покинутого на початковій стадії робіт нульового циклу. Незасипаний котлован або траншеї, по-перше, створюють штучні схили для будівель і споруд, що експлуатуються поряд, та вірогідність їх зсувів; по-друге, сприяють накопиченню атмосферних опадів, більш глибокому проникненню води в ґрунти основи й замочуванню в тому числі масиву ґрунту відкосів котловану, яке в свою чергу призводить до нерівномірних осадок або просідання оточуючих об'єктів. Необхідність урахування цього фактору при перевірочних розрахунках існуючих будівель, що експлуатуються, також обґрунтовано у [12].

Витоки з водоносних комунікацій призводять до замочування шарів просідаючих ґрунтів і створюють деформації нерівномірних осідань або просідання будівель і споруд, що експлуатуються. Сюди ж можна віднести незадовільне відведення атмосферних опадів з цоколю будівель, а також незадовільний технічний стан самого цоколя. Замочування відбувається від поверхні до глибини ґрунтового масиву, отже таку ситуацію називатимемо замочуванням «зверху». Призводить до значних нерівномірних осадок або просідання будівель і споруд, що може викликати якісне погіршення технічного стану. При проектуванні слід ретельніше проробляти варіанти утворення воронки просідання під будівлею або поблизу неї внаслідок можливого замочування «зверху».

Окремим фактором для виробничих будівель виступає просочування емоностей і комунікацій хімічних речовин, що викликає хімічну реакцію зі складовими ґрунту і зміни в тому числі його фізико-механічних характеристик. Окрім додаткового впливу на матеріал фундаментів, в результаті хімічних реакцій може

відбуватися стрімке збільшення об'єму ґрунту та його випирання, яке призводить до значних деформацій конструкцій будівель і споруд. В контексті занепаду крупних промислових підприємств і майбутньої комплексної діяльності з рекультивації, санації й реновації промислових територій, даний фактор заслуговує окремого розгляду.

Під зміною початкових природних умов території забудови розуміється просідання та нерівномірні осадки ґрунту основ фундаментів будівель і споруд внаслідок підтоплення територій або підйому рівня ґрунтових вод, в результаті чого замочуються величезні за площею масиви просідаючих ґрунтів й під загрозою опиняються не окремі будівлі та споруди або їх комплекси, а цілі квартали та навіть мікрорайони. Такий механізм замочування будемо називати замочуванням «знизу». З урахуванням рельєфу поверхні та підземних водоносних горизонтів також можуть відбуватися зсуви ґрунту, утворення і сходження селевих потоків. Цей фактор створює величезні додаткові навантаження на конструкції будівель і споруд, отже скоріше має враховуватися на стадіях, що передують зведенню будівельних об'єктів, а саме – при плануванні розвитку, просторовому розплануванні та інженерній підготовці територій забудови, освоєнні підземного простору під забудовою та ін. Дослідженню цього фактору будуть присвячені наступні дослідження.

Причиною замочування «знизу» є діяльність людини, яка, нажалі, часто відбивається на стані територій через десятиліття потому. Основними чинниками підтоплення територій або підйому рівня ґрунтових вод є:

- тривалі реологічні процеси ущільнення в ґрунтах основи й витискання ґрунтових вод внаслідок дії навантаження на поверхню території від забудови;

- накопичення ґрунтових вод й атмосферних опадів внаслідок зведення підземних споруд, в тому числі глибокого закладання, які перерізають природні горизонти водоскиду, зміна гідрогеологічних умов;

- затримка й накопичення ґрунтових вод й атмосферних опадів, зміна гідрологічних умов річок, водоймищ і підземного простору прилеглих територій внаслідок влаштування дамб і гребель, створення водосховищ;

- будь-які зміни інженерно-геологічних умов внаслідок

тераформування, розробки й видобутку корисних копалин, зміна річищ (в тому числі підземних), берегової лінії рік, інших водойм, тощо.

Таким чином, на напружено-деформований стан конструкцій будівель і споруд, що експлуатуються тривалий термін, одночасно впливають непроєктні фактори, які виникають в процесі експлуатації, не враховуються при проектуванні об'єктів забудови та створюють додаткові значущі навантаження. У разі одночасної дії декількох факторів з урахуванням поточного технічного стану будівель і споруд, такі впливи можуть призвести до різкого погіршення технічного стану об'єктів забудови та їх руйнування.

Одним із найвпливовіших експлуатаційних факторів є так зване замочування просідаючих ґрунтів «знизу». Усунення причин замочування «знизу» потребує подальших детальних досліджень.

Значущими непроєктними факторами є наявність початкових деформацій будівельних конструкцій будівель і споруд, одержаних у процесі експлуатації, та замочування просідаючих ґрунтів внаслідок недбалості людини – витоків з водоносних комунікацій (замочування «зверху»). Процес деформування впродовж всього нормативного терміну експлуатації об'єкту забудови може бути змодельований і при належному опрацюванні проекту, дії цих факторів усуваються конструктивними заходами при проектуванні або поточному технічному обстеженні будівель і споруд.

Утворення тимчасових ґрунтових умов, зведення нових об'єктів поряд з існуючими, стихійна реконструкція будівель і споруд може значно впливати на напружено-деформований стан конструкцій будівель і споруд, що експлуатуються тривалий термін. Проведені дослідження розрахункових моделей реальних об'єктів-представників показують добру збіжність результатів моделювання з фактично визначеними значеннями деформацій та місцями перенапруження несучих конструкцій будівель і споруд.

1. За результатами особистого прийому Володимир Буряк доручив відремонтувати аварійний житловий будинок у Хортицькому районі / Запорізька міська рада. Офіційний сайт : [Електронний ресурс]. – Режим доступу до ресурсу: <http://zp.gov.ua/uk/articles/item/322/za-rezultatami-osobistogo-prijomu-volodimir-buryak-doruchiv-vidremontuvati-avarijnij-zhitloviy-budinok-u-hortickomu-rajonі> . – Дата доступу: листопад 2017 р. – Назва з екрану.

2. Федченко А. И. Обеспечение надежной эксплуатации жилых

зданий масовою застройки в умовах обмеженої інформації / Федченко А. І., Банах В. А., Банах А. В. – Строительство. Материаловедение. Машиностроение : збірник наукових праць. – Дніпропетровськ: ПДАБА, 2015. – Вип. 82. – С. 6-13.

3. Склад та зміст проектної документації : ДБН А.2.2-3-2014. – [Чинний від 2014-10-01]. – Офіц. вид. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 33 с. – (Нормативний документ Мінрегіону України).

4. Федченко А. І. Анализ зависимости проверочных расчетов крупнопанельного здания при реконструкции от особенностей его эксплуатации / Федченко А. И., Банах В. А., Самойленко Л. Е. // Мир науки и инноваций : збірник наукових праць. – Івано-Франківськ: Научний мир, 2015. – Вип. 2, том 3. – С. 74-83. – (ЦИТ: m215-160).

5. Безопасность эксплуатируемых зданий и сооружений : монографія / [В. И. Теличенко, К. И. Еремин, В. В. Кулябко та ін.]. – М.: РААСН, 2011. – 428 с.

6. Постанова Кабінету Міністрів України «Про затвердження Технічного регламенту будівельних виробів, будівель і споруд» : від 12 грудня 2006 р. № 1764 / Верховна Рада України. Офіційний веб-портал : [Електронний ресурс]. – Режим доступу до ресурсу: <http://zakon2.rada.gov.ua/laws/show/1764-2006-п>. – Дата доступу: листопад 2017 р. – Назва з екрану.

7. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій і основ : ДБН В.1.2-14-2009. – [Чинний від 2009-12-01]. – Офіц. вид. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 41 с. – (Нормативний документ Мінрегіонбуду України).

8. Навантаження та дії: норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинний від 2006-01-01]. – Офіц. вид. – К.: Мінбуд України, 2006. – 78 с. – (Нормативний документ Мінбуду України).

9. Будівництво в сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12: 2006. – [Чинний від 2007-01-02]. – Офіц. вид. – К.: Мінбуд України, 2006. – 84 с. – (Нормативний документ Мінбуду України).

10. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах : ДБН В.1.1-5-2000. – [Чинний від 2000-07-01]. – Офіц. вид. – К.: Держбуд України, 2000. – 150 с. – (Нормативний документ Держбуду України).

11. Банах А. В. Моделирование динамических влияний на систему «будівля – ґрунтова основа» в складних інженерно-геологічних умовах : монографія / А. В. Банах, В. А. Банах. – Запоріжжя: ЗДІА, 2012. – 186 с.

12. Банах А. В. Вплив тимчасових ґрунтових умов і оточуючої обстановки на напружено-деформований стан будівель з тривалим терміном експлуатації / Банах А. В. // Будівельні конструкції : міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць – К.: ДП НДІБК, 2016. – Вип. 83, кн. 1. – С. 258-263.

УДК 666.946.3

**ОПТИМІЗАЦІЯ СКЛАДІВ БЕТОНІВ НА ОСНОВІ  
ЗОЛОШЛАКІВ КОТЛІВ З ЦИРКУЛЯЦІЙНИМ КИПЛЯЧИМ  
ШАРОМ**

**OPTIMIZATION OF COMPOSITIONS OF CONCRETE BASED  
ON SLAGS OF BOILERS WITH CIRCULATING FLUIDIZED  
BED**

**Бондар В. О., д.т.н., проф., Ахмеднабієв Р. М., доцент, Ахмеднабієв Р. Р., аспірант Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка**

**Bondar V.O. DSc in engineering professor, Akhmednabiyev R.M. assistant professor, Akhmednabiyev R.R., post-graduate student (Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University)**

Анотація: В Україні з кожним роком збільшується кількість відходів промисловості в тому числі й ТЕС. Метою роботи було дослідження впливу золошлаків котлів з циркуляційним киплячим шаром на міцність важких бетонів. На основі математичного планування експерименту оптимізовані склади важких бетонів. Наведено оптимізовані склади важких бетонів, установлено доцільність використання золошлаків у важких бетонах як з точки зору екології, так і технологічності.

Abstract: The fuel industry annually accumulates a huge amount of ashes and slags in dumps. The largest number of them is formed in countries with advanced technology. The level of use of ash and slag wastes is only 30% of the total, depending on the countries where they are formed. The large-scale utilization of ashes and slags are interested in the energy sector, since in this case the difficult issues of technical and environmental order are removed. Although scientists in different countries of the world carry out the development of a scientific and technical justification for the use of TPP wastes, some issues remain unresolved. With the development of scientific and technological progress, new boilers with more advanced conditions for burning coal are emerging and, as a result, waste with other properties is obtained.



In this paper, slag of boilers with a circulating fluidized bed of the TPP was investigated. Slags by chemical-mineralogical composition belong to high calcium and sulphate containing. Their use as an aggregate in concrete requires additional research. The investigations carried out by us have shown that complete replacement of quartz sand with slags results in an insignificant decrease in compressive strength. However, the use of a new generation of superplasticizers, allows reducing the effect of the negative effect of slag on the strength of concrete during compression. The paper presents the results of our studies and the optimal compositions of concrete using slag as a fine aggregate in heavy concretes.

Ключові слова: золошлаки, котли із циркуляційним киплячим шаром, важкі бетони, оптимізація складів бетонів.

Key words: slags, boilers with circulating fluidized bed, heavy concrete, optimization of composition.

Діяльність людини призводить до утворення відходів. З розвитком науково-технічного прогресу все більше розвивається промисловість, а це, як правило, сприяє збільшенню відходів. Якщо людство навчилося використовувати деякі відходи у повторному виробництві, інші відходи не використовуються й накопичуються навколо підприємств, забруднюючи навколишнє середовище та ґрунтові води. Виробництво електроенергії пов'язано з утворенням як твердих відходів, так і радіоактивних. Тверді відходи у вигляді зол та шлаків накопичуються навколо ТЕС.

Основним паливом українських теплових електростанцій є кам'яне вугілля. Відомо, що навіть при нормальній експлуатації золошлакових відвалів мають місце прояви несприятливих геоекологічних процесів і явищ, що порушують екологічну рівновагу в районах їх розміщення. Разом з тим золошлакові матеріали за хімічним і мінералогічним складом багато в чому ідентичні природній мінеральній сировині. Використання їх у промисловості, будівельній індустрії – один із стратегічних шляхів розв'язування екологічної проблеми в зоні роботи ТЕС. Сьогодні золошлаки належать до відходів, але в нашій країні вже досягли розуміння, що це продукт, цінний матеріальний ресурс. Наприкінці минулого століття з'явилися нові котли із циркуляційним киплячим

шаром. Подібні котли почали експлуатувати на деяких ТЕС нашої країни. Золошлаки цих котлів ще досконало не вивчені.

Аналіз останніх досліджень. Паливна промисловість щорічно у відвалах накопичує величезну кількість зол і шлаків. Найбільша їх кількість утворюється в країнах СНД, США, КНР, Індії, Великобританії [1 - 3]. Рівень використання золошлакових відходів змінюється від 1 до 30% загальної кількості залежно від країн, де вони утворюються. Таким чином, у великомасштабній утилізації зацікавлені енергетики, оскільки в цьому випадку знімаються важкі питання технічного й екологічного порядку. Питанням утилізації та переробки відходів ТЕС присвячено безліч робіт [4 - 8]. Практично в кожній з них наводиться детальний аналіз фізико-механічних і хімічних властивостей зазначених відходів та можливі галузі їх використання.

Дослідити властивості золошлаків котлів із циркуляційним киплячим шаром та можливість їх використання як дрібного заповнювача у важких бетонах. Для досягнення мети у роботі було використано математичне планування експерименту за допомогою трифакторної матриці.

Основний матеріал. З метою досконалого вивчення особливостей впливу змінних факторів на фізико-механічні властивості бетонів з використанням золошлаків у роботі був реалізований трифакторний план планування експерименту. Вхідними параметрами були витрати цементу  $X_1$ ; витрати гіперпластифікатора «Fluid Premia-196» –  $X_2$  та ступінь заміщення піску золошлаками –  $X_3$ .

Умови планування експерименту наведено у табл. 1.

Таблиця 1

Умови планування експерименту.

Змінні фактори		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
Натуральний вигляд	Кодований вигляд	-1	0	+1	
Витрата цементу	$X_1$	400	500	600	100
Уміст добавки	$X_2$	0,8	1,4	2,0	0,6
Ступінь заміщення піску П – ЗШ	$X_3$	0	0,5	1	0,5

Матриця планування експерименту в натуральних значеннях наведена у таблиці 2. Параметрами відклику матриці була міцність при стиску МПа.

У роботі були використано матеріали: портландцемент ПЦ 1-500 Н виробництва «Haldeberg цемент Україна» Криворізького заводу, золошлаки сухого видалення Старобешівської ТЕС ПАТ Донбасенерго [9,10], гіперпластифікатор «Fluid Premia-196» на основі модифікованих полікарбоксилатів, кварцовий пісок місцевого родовища з модулем крупності  $M_{кр} = 1,05$ , гранітний щебінь фракції 5–10 мм Кременчуцького родовища.

Змішування компонентів бетонної суміші відбувалася в бетонозмішувачі примусової дії. Дозування компонентів суміші виконували на електронних вагах точністю 0,1 кг. Дозовані компоненти суміші завантажували у змішувач у такій послідовності: щебінь + пісок (зола) + цемент. Компоненти змішувалися без додавання води протягом трьох хвилин. Пластифікатор у дозованій кількості додавався до води й змішувався з нею за допомогою міксера, встановленого на електричному дрилі упродовж 30 секунд. Готову суміш води й пластифікатора додавали до бетонозмішувача. Змішування компонентів продовжували протягом 5 хв. За 5 хв суміш відвантажували зі змішувача та випробовували на рухливість. За основу була прийнята рухливість з осіданням конуса Абрамса на 9 ... 13 см, що відповідає марці за пластичністю ПЗ. За необхідності рухливість суміші регулювали додаванням води. З готової суміші формували зразки у вигляді кубиків зі стороною 10 см. Ущільнення зразків відбувалося на вібростолі з амплітудою коливань 0,5 мм та частотою 50 Гц. За одну добу зразки виймалися із форм. Вони тверднули у лабораторних умовах протягом 28 діб. Додаткових умов для тверднення зразків бетону не створювали. За 28 діб зразки були випробувані згідно з планом експерименту.

Обробку результатів виконували в програмі STATISTICA 6.1. Результати випробувань бетонних зразків на міцність разом зі змінними параметрами планування експерименту наведено у таблиці 2.

Таблиця 2

Результати випробування зразків бетону на міцність при стиску

№	x <sub>1</sub>	x <sub>2</sub>	x <sub>3</sub>	R <sub>ст</sub> , МПа
1	2	3	4	5
1	600	2	зола	72,3
2	400	2	зола	43,4
3	600	0,8	зола	70,1
4	400	0,8	зола	38,6
5	600	2	пісок	75,0
6	400	2	пісок	45,1
7	600	0,8	пісок	72,7
8	400	0,8	пісок	41,3
9	600	1,4	0,5+0,5	73,6
10	400	1,4	0,5+0,5	44,4
11	500	2	0,5+0,5	61,1
12	500	0,8	0,5+0,5	59,5
13	500	1,4	зола	63,6
14	500	1,4	пісок	65,4
15	500	1,4	0,5+0,5	66,7
16	500	1,4	0,5+0,5	67,0
17	500	1,4	0,5+0,5	68,0

У результаті обробки отриманих експериментальних даних, наведених у табл. 2, одержано рівняння регресії та розраховано залежність міцності бетонів від зміни факторів варіювання (X<sub>1</sub> – витрата цементу; X<sub>2</sub> – витрата пластифікатора; X<sub>3</sub> – ступінь заміщення піску золошлаками)

$$R_{ст} = 67,5 + 15,09X_1 + 1,17X_2 - 1,16X_3 - 5,93X_1^2 - 4,63X_2^2 - 0,51X_1X_2 - 8,93X_2X_3.$$

Аналіз отриманих даних показує, що наведене рівняння адекватно описує результати експерименту і може бути використане для розрахунку та вибору оптимального складу важких бетонів з використанням досліджуваних золошлаків. Графічна

інтерпретація отриманих результатів експерименту показана на рис.1.

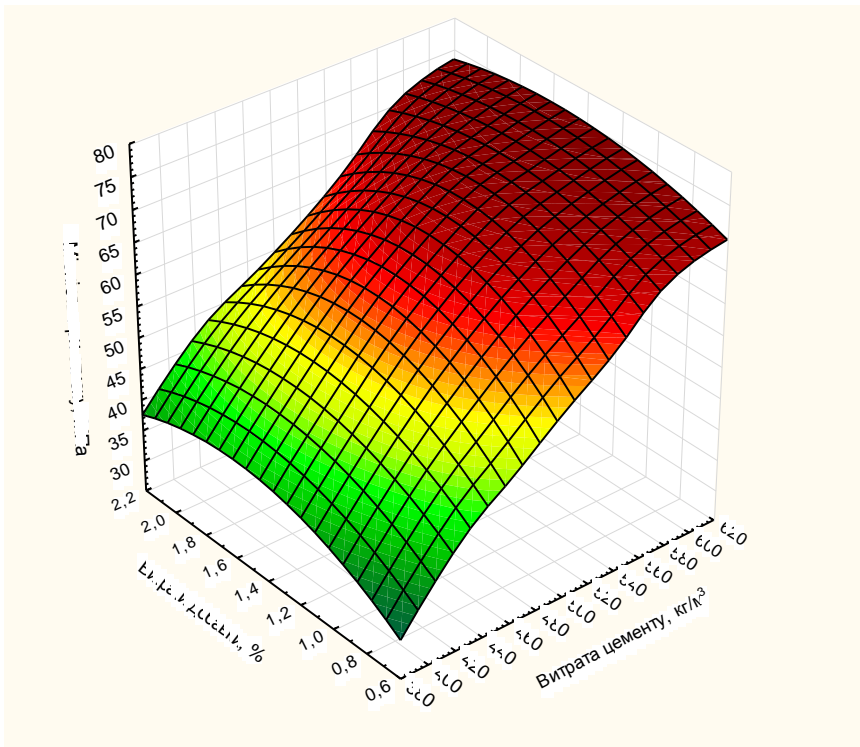


Рис. 1. Ізолінії міцності важкого бетону залежно від умісту цементу та гіперпластифікатора «Fluid Premia–196»

Аналіз результатів дослідження дозволяє зазначити, що в межах планування експерименту витрати цементу мають максимальний вплив на міцність при стиску. Так, при зміні витрат цементу в межах експерименту міцність змінюється від 36 до 78 МПа. Слід зазначити, що вплив витрат цементу на міцність при стиску бетонів носить прямолінійний характер. Це явище не потребує додаткових пояснень.

Вплив гіперпластифікатора на міцність при стиску носить параболічний характер. Максимальний вплив гіперпластифікатора спостерігається при витраті 1,4 .. 1,6% від маси цементу. Подальше

підвищення витрат гіперпластифікатора не приводить до збільшення міцності, але й не знижує міцність при стиску, тому зростання витрат гіперпластифікатора слід оцінювати тільки з економічної точки зору.

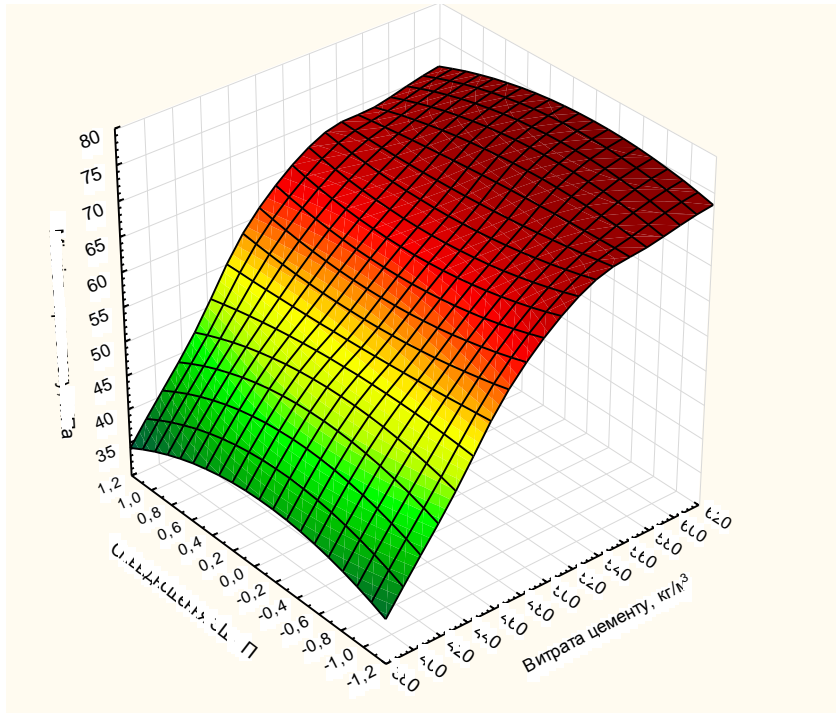


Рис. 2. Ізолінії впливу витрат цементу та ступеня заміщення піску золошлаками на міцність при стиску

Аналізуючи дані дослідження, можна констатувати, що зі збільшенням ступеня заміщення піску золошлаками міцність бетону дещо знижується. Оптимальним умістом золошлаків у бетонах слід вважати заміщення ними піску на половину, тобто  $X_3 = 0,5$ . Вплив витрат цементу на міцність при стиску так само, як і на попередньому графіку, носить пряmlinійний характер, та зі збільшенням витрат цементу міцність зростає.

Зниження міцності при стиску з збільшенням кількості золошлаків у складі бетонів пояснюється тим, що золошлаки мають

меншу міцність, ніж пісок, тому що в них пориста структура та одержані вони шляхом випалювання органічної частини кам'яного вугілля. Феномен зниження міцності бетонів за наявності у складі пористих заповнювачів, описано й у роботах [1,10]. Доведено, що навіть за однакової насипної щільності з природним піском пористі заповнювачі сприяють зниженню міцності бетонів при стиску.

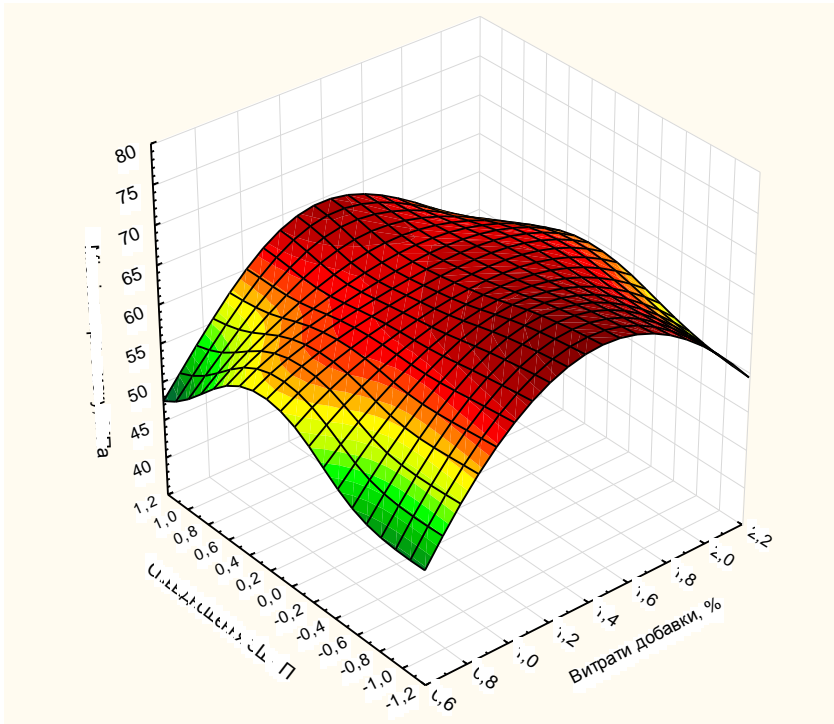


Рис. 3. Ізолінії зміни міцності при стиску бетонів залежно від витрат гіперпластифікатора та ступеня заміщення піску золошлаками

Аналіз даних свідчить про те, що вплив витрат гіперпластифікатора на міцність бетонів при стиску носить параболічний характер. Максимальне значення міцності при стиску спостерігається за витрат гіперпластифікатора 1,2–1,6% від маси цементу. На ізолініях чітко виділяється зона оптимального впливу

ступеня заміщення піску золошлаками ЗШ-П, яка коливається у межах від -0,2 до + 0,6.

Розраховуючи рівняння регресії відносно витрат цементу при фіксованих значеннях витрат добавки на рівні 1,4% від маси цементу та ступеня заміщення піску золошлаками П-ЗШ на рівні 0,5, можна одержати оптимальні склади важких бетонів, які наведені в таблиці 3.

Таблиця 3.

Оптимальні склади бетонів з використанням золошлаків котлів з циркуляційним киплячим шаром

№	Клас бетону	Витрати матеріалів на 1 м <sup>3</sup> бетону					
		Цемент, кг/м <sup>3</sup>	Щебінь, кг/м <sup>3</sup>	Пісок, кг/м <sup>3</sup>	Золошлаки, кг/м <sup>3</sup>	Пластифікатор, мл	Вода, л/м <sup>3</sup>
1	B15	240	1280	435	435	340	112
2	B25	310	1230	410	410	440	140
3	B30	390	1160	390	390	540	170
4	B40	460	1100	370	370	644	200
5	B50	500	1060	310	310	700	220

Примітка: склади бетонів наведені для випадку використання ПЦ 500 Н.

1. Дослідження довели, що використання золошлаків котлів із циркуляційним киплячим шаром замість кварцового піску сприяє незначному зниженню міцності при стиску бетонів, та збільшенню водопотреби бетонної суміші.

2. З підвищенням витрат цементу його ефективність зростає при використанні гіперпластифікатора на основі модифікованих карбоксилатів.

3. За результатами досліджень розраховані оптимальні склади важких бетонів з використанням досліджуваних золошлаків.



1. Шидловський А. К., Ковалка М. П. Паливно-енергетичний комплекс України на порозі третього тисячоліття. – К.: УЄЗ, 2001. – 400 с
2. Червяков Ю. Н. Использование отходов энергетической промышленности в строительстве стеновых материалов / Червяков Ю. Н., Величко Ю. М., Процко А. А. // Строительные материалы и изделия. – 2001. – №3. – С. 15
3. Лобачева Г. К. Состояние вопроса об отходах и современных способах их переработки:/ Лобачева Г. К., Желтобрюхов В. Ф., Прокопов И. И., Фоменко А. П. // учебное пособие – Волгоград: Изд-во ВолГУ, 2005. – 176 с.
4. Кривенко П.В. Золощелочные вяжущие / П.В. Кривенко, А.Г. Рябова // Цемент. – 1990. – № 11. – С.14 –16.
5. Berry E.E. Fly Ash for Use in Concrete - a Critical Review / E.E. Berry, V.M. Malhotra // ACI Journal. – March –April, 1980. – P. 59 –73.
6. Malhotra V.M. Superplasticized Fly Ash Concrete for Structural Concrete Application / V.M. Malhotra // Concrete International. – Dec., 1986. – P. 28 –31.
7. McCathy G.I. Use of a Database of Chemical Mineralogical and Physical Properties of North American Fly Ash to Study the Nature of Fly Ash and its utilization as a Mineral Admixture in Concrete. // McCathy G.I., Solem D.N., Manz O.E, and Hassett D.I. // Proc. MRS Symposium “Material Research Society”, Pittsburg, 1999, V. 178, P. 3 –33.
8. Wei Chen. Hydration of slag Cement. Theory, modeling and application. Dissertation of doctor’s degree. — Twente, 2007. 241 p.
9. Ахмеднабиев Р. Р. Свойства золы-унос и золошлаков котлов с циркуляционным кипящим слоем Старобешевской ТЭС Донецкой области / Ахмеднабиев Р.Р., Ахмеднабиев Р.М. // Сборник статей по материалам ЛП Международной научно-практической конференции. — Новосибирск, 2015. — С. 144 – 152
10. Bondar V.A., Akhmednabiyev R.R., Akhmednabiyev R.R. Influence of fly ash and slags of boiler with circulating fluidized bed on properties of concrete. Збірник наукових праць. Серія: галузеве машинобудування, будівництво. Випуск 2 (47) 2016 с. 148-154.

УДК 624.012.035

**СУМІСНА РОБОТА ШАРІВ ПІДСИЛЕННЯ  
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК**

**REINFORCED-CONCRETE BEAMS COMPATIBLE WORK  
OF STRENGTHENING LAYERS**

**Борисюк О.П.**, к.т.н., проф., **Зятюк Ю.Ю.**, асистент, **Лисюк М.О.** студент, **Крамаренко А.В.** студент (Національний університет водного господарства та природокористування м. Рівне).

**Borysyuk A.P.**, candidate of engineering sciences, associate professor, **Ziatyuk Y.Y.**, assistant, **Lysyuk M.O.** student, **Kramarenko A.V.** student, (National university of water and environmental engineering, Rivne).

У статті описано експериментальні дослідження роботи шарів підсилення залізобетонних балок наклеєними композитами у вигляді вуглецевих волокон в розтягнутій зоні, та сталевібробетоном у стиснутій зоні.

The article describes the experimental research of the amplification layers of reinforced concrete beams with glued composites in the form of carbon fibers in the stretched zone, and steelfibrobeton in the compressed zone. You can confirm about the effectiveness of this simultaneous amplification of compressed and stretched zones by increasing the bearing capacity of the experimental beams. Two cases of destruction of reinforced experimental beams are highlighted. Namely, the separation of the tape on the area between the point of application of force and support and the rapid fragile destruction of the sloping crack of the second type. At the operational stage, the basic constructions of the beams and a system of amplification of compressed and stretched zones work together. Relaxation of the deformation gain occurs after repeating the same level of load, after unloading the beam on each cycle, there is a residual displacement. The work of concrete reinforcement and concrete beams occurs jointly without sharp deformation variations.

Ключові слова : балка, сталевібробетон, композити.

Keywords: beam, steelfiberconcrete, composites.

В процесі експлуатації конструкцій, будівель і споруд, через закінчення терміну своєї експлуатації, зміни розрахункової схеми елемента, пошкодження і експлуатація в непрацездатному або аварійному стані, збільшення експлуатаційних навантажень, помилки при проектуванні, будівництві та використанні неякісних матеріалів, виникає потреба до підсилення.

Дослідженню підсилення згинальних залізобетонних елементів та використанням сталевібробетону присвячено досить робіт [1,2,3]. Підсилення залізобетонних конструкцій приклеєною зовнішньою композитною арматурою широко досліджено в багатьох роботах [4,5].

Мета і завдання дослідження отримати дані про роботу залізобетонних балок підсиленних одночасно у стиснутій і розтягнутій зоні з урахуванням повторних навантажень.

Система підсилення виконувалась за схемою та технологією наведеною в [6,7]. Склад матеріалу технологія та методика випробування наведені в [8].

Під час проведення експерименту із збільшення несучої здатності дослідних балок можна ствержувати про ефективність даного одночасного підсилення стиснутої та розтягнутої зон.

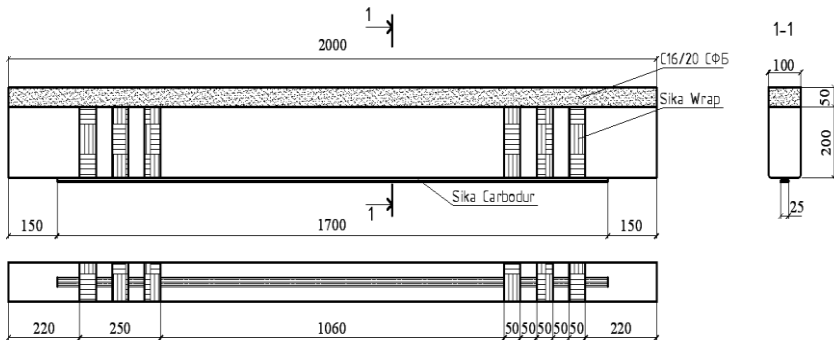


Рис. 1. Конструкція підсилення дослідних балок

Виділено два випадки руйнування підсиленних експериментальних балок. У першому випадку при досягненні граничного навантаження відбувався відрив стрічки на ділянці між точкою прикладання сили та опорою. Стрімко ріс прогин та розвивались тріщини, утворювалась похила тріщина другого типу. При цьому система анкерування продовжувала утримувати стрічку.

При подальшому навантаженні відбувався розрив та зім'яття волокон полотна анкерування по грані стрічки та відрив стрічки від тіла бетону практично по всій довжині між анкеруванням полотном, та проковзування кінців композитної стрічки у системі анкерування, з наступним роздробленням стиснутої зони бетону.

У другому випадку у інших підсилених зразках виявлений інший випадок руйнування. При навантаженні 0,70Р та 0,85Р з'являються тріщини похилі другого порядку . Зі збільшенням навантаження ближче до руйнівного відбувається стрімкий приріст деформації , та значне збільшення прогинів балки. Тут же розкриття похилої тріщини другого типу більше граничного та стрімке крихке руйнування по ній. При цьому система підсилення продовжувала утримувати стрічку підсилення і конструкція балки в цілому несла навантаження.



Рис. 2. Індикатори та датчики для виміру сумісного деформування стрічки та бетону балки

Таблиця 1

Результати дослідження несучої здатності балок [ 9 ]

Назва балки	Площа поперечного перерізу елементу підсилення			Площа армування внутрішньої сталевий арматури $A_s, \text{см}^2$	Експериментальний згинальний момент $M_{ULS}^{\text{exp}}, \text{кН}\times\text{м}$	Ефект підсилення $\delta_{ULS}^{\text{exp}}, \%$
	$A_f, \text{см}^2$	$A_b, \text{см}^2$	$A_{\text{sfb}}, \text{см}^2$			
БО-1	-	-	-	1,57	14,3	-
БО-2	-	-	-	1,57	14,1	-
БЦ-3	-	-	-	1,57	13,5	-
БЦ-4	-	-	-	1,57	13,8	-
БП-1сфб	0,3	-	50	1,57	20,91	46,7
БП-2б	0,3	50	-	1,57	22,46	57,6
БЦП-1сфб	0,3	-	50	1,57	21,96	60,9
БЦП-2б	0,3	50	-	1,57	18,13	32,8
БЦП <sub>0,6</sub> -5б	0,3	50	-	1,57	22,72	66,5
БЦП <sub>0,6</sub> -6сфб	0,3	-	50	1,57	22,59	65,5



Рис. 3. Індикатори для виміру сумісного деформування бетону підсилення та бетону балки

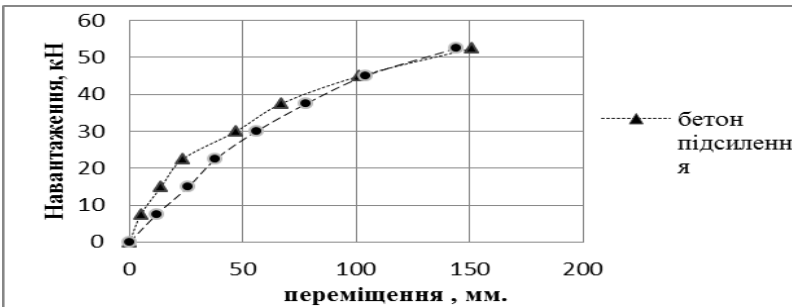


Рис. 4. Сумісне деформування шару підсилення та бетону балки випробуваних однократним навантаженням

На рис. 4 наведено графік сумісного деформування шару підсилення стиснутої зони та бетону балки БП-2Б. Що підсилювалась без попереднього випробовування. Якщо порівняти ці дві криві, то можна побачити, що вони перетинаються в точці, яка відповідає моменту зовнішнього навантаження 45 кН. До цієї точки сумісні переміщення бетону підсилення та бетону балки є меншими. Після зростання навантаження відбувається переміщення бетону підсилення і перед руйнуванням проходить незначне переміщення бетону підсилення від тіла балки. В подальшому навантаженні зразка відбувається відрив бетону

підсилення від тіла балки. До навантаження 22,5 кН деформування бетону підсилення є меншим від тіла балки, а після навантаження вище відбувається приріст деформацій, і при збільшенні навантаження вони наближаються один до одного. При випробуванні балок на однократне навантаження, максимальне сумісне деформування бетону підсилення та бетону балки, що було зафіксовано, становило  $160 \times 10^{-5}$  в балці БП-1<sub>СФБ</sub> яка підсилювалась без попереднього випробування. В загальному робота бетону підсилення та бетону балки відбувається сумісно без різких перепадів деформування.

Балки що були підсилені після попереднього випробування на малоциклові впливи, зміщення стрічки є дещо меншими ніж у балках які були підсилені без попереднього випробування. На перших циклах навантаження зміщення становить: для балок БЦП-1<sub>СФБ</sub>, БЦП-2<sub>Б</sub> –  $4 \dots 8 \times 10^{-5}$ , а для балок БП-2<sub>Б</sub>, БП-1<sub>СФБ</sub> –  $16 \times 10^{-5}$ . Після збільшення рівня до 0,85Р, зміщення становить: для перших –  $15 \dots 20 \times 10^{-5}$ , а для балок БП-2<sub>Б</sub>, БП-1<sub>СФБ</sub> –  $29 \dots 32 \times 10^{-5}$ .

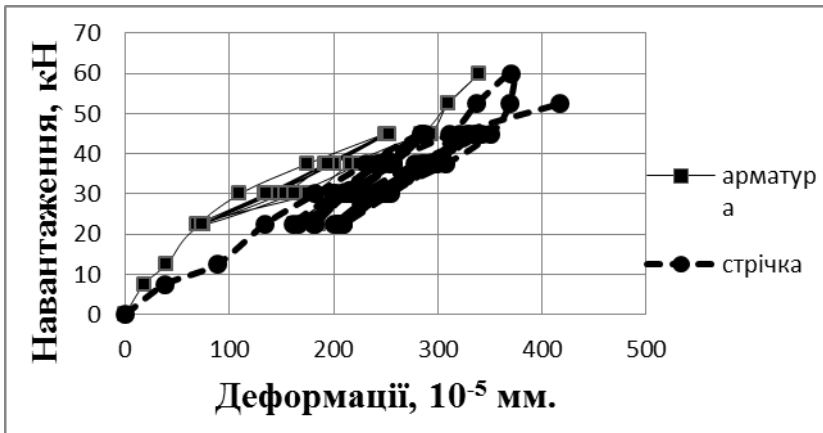


Рис. 5. Сумісне деформування шару підсилення та бетону балки БЦП<sub>0,6</sub>-Б<sub>СФБ</sub> випробуваних малоцикловим навантаженням

В ході проведення експерименту, за впливу на експериментальні системи підсилення та тіла конструкції, малоциклові навантаження суттєво підвищили сумісні деформації розтягнутої арматури та стрічки підсилення. Найбільше значення було зафіксовано в балці БЦП-2<sub>Б</sub> –  $100 \times 10^{-5}$ . З рис.5 можна

відслідкувати зміщення стрічки підсилення відносно тіла балки. Залишкові деформації, що спостерігаються на кожному циклі, при розвантаженні дослідного зразка, є зміщенням елементу підсилення.

Релаксація приросту деформацій відбувається після повторення одного і того ж рівня навантаження, після розвантаження балки на кожному циклі, існує залишкове зміщення. Збільшення зміщення спостерігається лише після підвищення рівня навантаження. Наявність залишкового зміщення пояснюється пластичними деформаціями, які проходять у стиснутому бетону в результаті дії повторних навантажень. Стабілізація величини зміщення відбувається таким самим чином, як і деформацій, прогинів та ширини розкриття тріщин.

З графіка рис. 5, на якому побудовані деформації стрічки та арматури підсиленої під навантаженням балки видно, що стабілізація величини зміщення відбувається таким самим чином, як і деформацій, прогинів та ширини розкриття тріщин. Релаксація приросту деформацій відбувається після повторення одного і того ж рівня навантаження, після розвантаження балки на кожному циклі, існує залишкове зміщення. Збільшення зміщення спостерігається лише після підвищення рівня навантаження. Наявність залишкового зміщення пояснюється так само. В балках, підсиленіх під навантаженням за дії малоциклових впливів, на перших циклах навантаження зміщення становить: для балок БЦП-1<sub>СФБ</sub>, БЦП-2<sub>Б</sub>– $2...4 \times 10^{-5}$ , . Після збільшення рівня до 0,85Р, зміщення становить:  $8 \times 10^{-5}$ . Спостерігається ефект попереднього напруження.

У цьому випадку має місце чиник руйнування зразків, внаслідок руйнування контактної зони на відстані між прикладеними вертикальними зусиллями. Це свідчить про те, що чинником руйнування зразків виявилась міцність контактної зони з початком відриву стрічки.

На експлуатаційній стадії роботи основні конструкції балок та система підсилення стиснутої та розтягнутої зон працюють спільно. На останніх стадіях напружено-деформованого стану виникає розшарування стиснутої зони нового шару підсилення від бетону балки. На нашу думку це зумовлено не достатнім для цієї системи зчепленням стиснутої зони зі "старим" бетоном.

Також під час випробовування спостерігалось незначне викривлення волокон полотна в перпендикулярному напрямку до поздовжньої осі балки. Після випробування балок, нанесення



тріщин та огляду, було виявлено, зміщення стрічки відносно центра дослідної балки. Волокна ламінату підсилення були розірвані по обидві сторони граней стрічки.

1.Дворкін Л.Й., Бабич С. М., Житковський В.В. та ін. В53 Високоміцні швидкотверднучі бетони та фібробетони: монографія,- Рівне:НУВГП, 2017. -331с.

2.Боярчук Б.А. Міцність, тріщиностійкість та деформативність залізобетонних конструкцій при різних способах підсилення розтягнутої зони: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Б.А. Боярчук // Луцьк, 2003. – 157 с.

3. Задорожнікова І.В. Підсилення стиснутої зони, як засіб відновлення експлуатаційних якостей залізобетонних згинальних елементів: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / І.В. Задорожнікова // Луцьк, 2006. – 140 с.

4.Бліхарський З.Я. Використання вуглецевої стрічки при підсиленні позацентрово стиснутих колон / Я.З.Бліхарський, Р.Є.Хміль, Ю.М.Собко// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць.– Рівне: НУВГП, 2014. – Вип. 29. – С. 575 – 581.

5. O. Ben Mekki, D. Siegert. 10 m-Span composite ultra-high performance fiber-reinforced concrete-carbon fibres-timber bridge concept: Feasibility validation and vibration monitoring. Mechanics of Advanced Materials and Structures/ June27, 2012 [Електрон.ресурс].-режим доступу: <http://mc.manuscriptcentral.com/umcm>

6.Зятюк Ю.Ю. Операційність технології виконання робіт при підсиленні дослідних залізобетонних зразків (матеріалами фірми «Sika») / Ю.Ю. Зятюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2016. – вип. 32. – С. 466 – 475.

7.Борисюк О.П., Зятюк Ю.Ю. Методика експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених у стиснутій і розтягнутій зоні / О.П. Борисюк, Ю.Ю. Зятюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2013. – вип. 27. – С. 27 – 33.

8.Зятюк Ю.Ю. Исследование деформационных характеристик фибробетона со стальной фиброй / Ю.Ю.Зятюк// Весник Белорусско-Российского университета, УПКП МЭУП.–№ 3 (52). Могилев.– 2016. – С.160-168.

9.Зятюк Ю.Ю. Результати експериментальних досліджень залізобетонних балок підсилених в стиснутій та розтягнутій зонах / Ю.Ю. Зятюк // Містобудування та територіальне планування: Наук.-техн. Збірник / Відпов. ред. М.М. Осетрін. – К., КНУБА, 2016. – Вип. 61 (спеціальний) – С. 216 – 222.

УДК 691.175

## **ОСОБЛИВОСТІ ВИКОРИСТАННЯ КОМПОЗИТНОЇ АРМАТУРИ В ЗГИНАЛЬНИХ БЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТАХ**

### **SPECIAL ASPECTS OF THE COMPOSITE ARMATURE USING IN THE BENDING CONCRETE ELEMENTS**

**Валовой О.І., к.т.н., проф., Попруга Д.В., к.т.н., доц., Чорна К.В., аспірант (ДВНЗ «Криворізький національний університет», м. Кривий Ріг)**

**Valovoi O.I., D.Eng., Prof., Popruga D.V., D.Eng., Associate Prof., Chorna K.V., postgraduate student (SIHE"Kryvyi Rih National University", Kryvyi Rih)**

В статті наведено аналіз експериментальних досліджень роботи згинальних бетонних конструкцій армованих композитною арматурою. Додаткового вивчення потребує робота композитобетонних конструкцій за другою групою граничних станів. Також є необхідність в удосконаленні існуючої методики розрахунку подібних конструкцій.

The experimental research of the work of the bending concrete structures reinforced with the composite armature is analyzed in the article.

The bearing power of the concrete beams reinforced with the basalt-and-plastic armature is similar to the beams reinforced with the steel armature. The special aspects refer to the crack resistance for the concrete beams reinforced with the basalt-and-plastic armature. The width of the cracks' opening of the basalt structures is larger than the ferroconcrete ones.

It is stated that the durability of the standard cross-sections of the beams reinforced with fiberglass armature is 13-22% lower and deformability is 2,5 times higher in comparison with the typical concrete.

The further research is required concerning the work of the composite-concrete structures in the second group of the critical modes. Specifically, it is necessary to work out the measures to increase the crack resistance and to decrease the deformability. The existing calculation base overestimates the bearing power of the standard cross-sections of the beams with the composite armature considerably. It requires improving the calculation normative methods.

**Ключові слова:** композит, арматура, міцність, деформативність.

**Key words:** composite, armature, durability, deformability.

Все більшої популярності набуває використання неметалевої композитної арматури. Фізико-механічні властивості композиту дозволяють частково або повністю замінити сталеву арматуру. Завдяки цьому можливо значно полегшити виріб і зменшити його вартість. Однією з основних переваг цього матеріалу є висока корозійна стійкість, що дає змогу збільшити період експлуатації бетонних конструкцій, які піддаються впливу агресивного середовища [1].

Композитну арматуру використовують при реконструкції будівель і споруд, в дорожньому будівництві, в будівлях і спорудах медичного призначення, при виготовленні виробів сантехнічного призначення та інше. В сучасній практиці композитна арматура найбільш широко застосовується в США, Канаді, Японії, Німеччині, Італії, де розроблені відповідні нормативні документи з проектування і застосування такої арматури.

Незважаючи на відносно нетривалий час використання композитів в Україні, в державі вже освоєно виробництво склопластикової і базальтопластикової арматури, що відповідає необхідним технічним умовам [2, 3]. Також розроблено нормативний документ з проектування та виготовлення бетонних конструкцій армованих композитною арматурою [4].

Останнім часом науковцями активно досліджуються фізико-механічні властивості композитної арматури та можливості її використання в різних будівельних конструкціях. Особлива увага приділяється експериментально–теоретичним дослідженням використання композитної арматури в згинальних бетонних елементах при дії різних режимів навантаження.

Вирішенню вказаної проблеми присвятили свої роботи: Ю.А. Климов, О.С. Солдатченко, П.М. Коваль, О.Я. Гримак, І.П. Гамеляк, В.С. Дорофєєв, М.В. Заволока, Д.Р. Маїлян, П.П. Польской, А.Я. Мурін, В.В. Малиха та інші. Однак особливості роботи композитів у складі бетонних елементів досі залишаються недостатньо вивченими, а дослідження напружено-деформованого стану композитобетонних конструкцій є особливо актуальним завданням на сьогоднішній день.

Перед авторами стоять наступні завдання:

- проаналізувати наявні нормативні і науково-дослідні матеріали з вказаної тематики;

- встановити передумови використання композитної арматури в згинальних бетонних елементах.

Проведення аналітичного аналізу існуючих наукових матеріалів і публікацій з даної тематики, порівняння зазначених результатів досліджень та узагальнення висновків.

Дослідження роботи базальтової арматури в згинальних бетонних конструкціях наведено в роботі Коваля П.М. і Гримака О.Я. [5].

Згідно програми дослідження були виготовлені балки поперечного перерізу  $100 \times 200$  мм і довжиною 2100 мм (рис.1), які виготовлялися із бетону класу В40. Каркаси балок складаються з одного стержня робочої арматури діаметру 4; 6; 8; 10; 12 та 13 мм базальтопластикової арматури (АНПБ) довжиною 2100 мм. В крайніх третинах прольоту було забезпечено поперечне армування арматурою  $\varnothing 6$  мм класу А-І довжиною 180 мм. Крок поперечних стержнів становив 100 мм, загальна кількість стержнів поперечної арматури – 16 шт. Верхнє армування виконане стержнями  $\varnothing 6$  мм класу А-І довжиною 730 мм в крайніх третинах прольоту. Коефіцієнт армування поперечного перерізу конструкцій становить 0,00073; 0,00158; 0,00286; 0,00446; 0,00649; 0,0077.

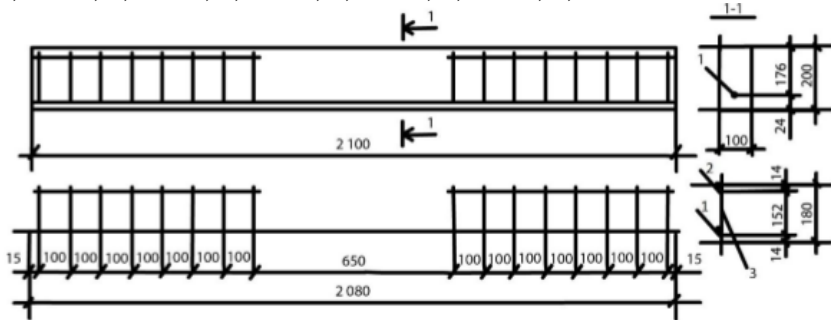


Рис. 1. Конструкція базальтобетонних балок [5]:  
1 -  $1\varnothing(4; 6; 8; 10; 12; 13)$  АНПБ; 2 -  $2\varnothing 6A-1$ ; 3 -  $16\varnothing 6A-1$

Базальтобетонні балки випробовувались у віці 140-200 діб за схемою чистого згину (рис.2). Випробування здійснювали на силовому стенді двома зосередженими силами, прикладеними в третинах прольоту. Навантаження здійснювали 12-ти тонним гідравлічним домкратом.

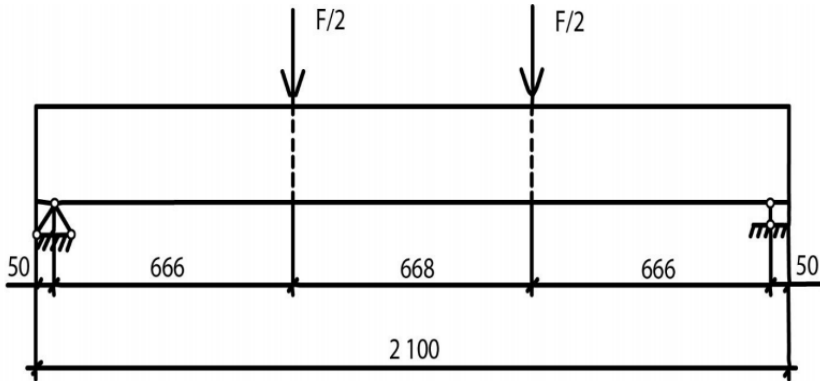


Рис.2. Схема випробування базальтобетонних балок [5]

При випробуванні базальтобетонних балок в залежності від коефіцієнта армування отримані різні види руйнування: при 0,00073 – розрив арматури, при 0,00158; 0,00286; 0,00446 – розрив арматури і роздроблення стиснутої зони бетону, при 0,00649 і 0,0077 – роздроблення стиснутої зони бетону.

За своєю несучою здатністю бетонні балки, армовані базальтопластиковою арматурою, близькі до балок армованих сталеву арматурою (табл. 2, [5]). Прогини дослідних балок із базальтопластиковою арматурою відповідають вимогам до прогинів елементів із сталеву арматурою (рис. 3, 4, [5]). Суттєві особливості має тріщиностійкість базальтобетонних конструкцій, ширина розкриття тріщин у них більша ніж у залізобетонних. Саме тому додаткового дослідження потребують заходи щодо підвищення тріщиностійкості базальтобетонних конструкцій.

Використання склопластикової арматури в згинальних бетонних конструкціях наведено в роботі [6].

Хішмах М., Маїлян Д.Р., Польской П.П. і Блягоз А.М. в своїй роботі наводять перші результати досліджень з міцності та деформативності дослідних зразків в яких металева арматура, що розміщена в один ряд, замінена на склопластикову або комбіновану. При цьому балки, що армовані лише металевою арматурою, прийняті еталонними.

Дослідні зразки були виготовлені з важкого бетону класу В30 на цементі марки 500. В якості крупного заповнювача

використовували щебінь фракції 10-25 мм, а в якості дрібного – кварцовий пісок.

Всі дослідні зразки довжиною 2000 мм мали однакову прямокутну форму перерізом 125×250 мм.

Конструкція дослідних балок та схема їх випробувань наведені на рис. 3. Балки випробовувались у віці 10-11 місяців та навантажувались двома зосередженими силами прикладеними в третинах розрахункового прольоту балок, що дорівнює 160 см. Випробування до руйнування виконувались ступінчато-висхідним навантаженням.

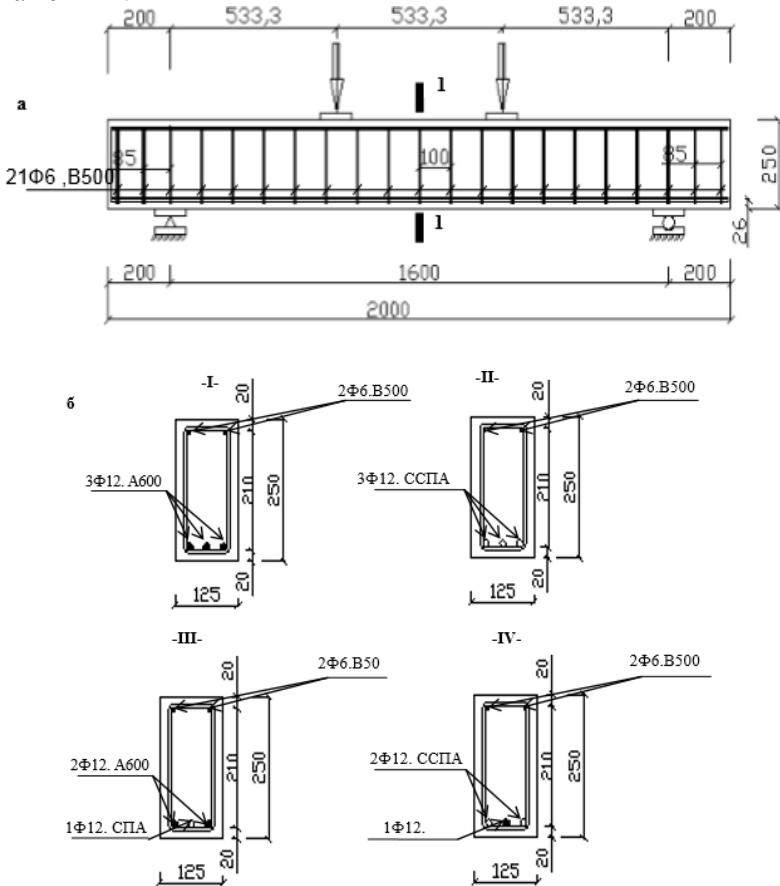


Рис. 3. Схема випробувань та армування дослідних зразків [6]: а – повздовжній розріз дослідних балок, б – поперечні перерізи дослідних зразків по серіям I, II, III, IV

На основі прямого зіставлення міцності і деформативності дослідних зразків зроблені наступні висновки:

- армування балок з важкого бетону класу В30 склопластиковою арматурою, яка в порівнянні зі сталлю в два рази міцніша, але має в 3,64 рази менший модуль пружності, призводить до зниження несучої здатності нормальних перерізів згинальних елементів;

- несуча здатність балок з комбінованим армуванням знижується при поступовому заміщенні сталеві арматури на склопластикову. Однак, при вмісті сталеві арматури менше 30 % комбіноване армування стає менш ефективним за міцністю в порівнянні з повним композитним армуванням;

- існуючий розрахунковий апарат вимагає серйозного коригування, тому що завищує теоретичну міцність нормальних перерізів пропорційно відсотку заміщення сталеві арматури на склопластикову. При повній відсутності сталеві арматури розрахункова міцність перевищує експериментальну в 1,66 рази;

- прогини дослідних зразків при заміні сталеві арматури на композитну, більш ніж в 2,5 рази перевищують прогини еталонних залізобетонних балок у всьому діапазоні навантажень;

- деформації балок з комбінованим армуванням знаходяться в прямій залежності від відсотка композитної арматури. Кількість склопластикові арматури, що становить менше 1/3 загальної площі арматури, незначно впливає на збільшення прогинів. При зростанні відсотка композитного армування прогини балок різко збільшуються;

- домінуючим фактором при визначенні несучої здатності нормальних перерізів балок є не міцність склопластикові арматури, а більш низький ніж у сталі модуль пружності, що має знайти відображення при розрахунку композитоармованих балок за другою групою граничних станів.

За своєю несучою здатністю бетонні балки, армовані базальтопластиковою арматурою, близькі до балок армованих сталеві арматурою. Прогини дослідних балок із базальтопластиковою арматурою відповідають вимогам до прогинів елементів із сталеві арматурою.

Суттєві особливості має тріщиностійкість базальтобетонних конструкцій, ширина розкриття тріщин у них більша ніж у залізобетонних [5].

Встановлено, що міцність нормальних перерізів балок армованих склопластиковою арматурою на 13-22 % нижча, а деформативність більш ніж у 2,5 рази вища в порівнянні зі звичайним залізобетоном [6].

Додаткового вивчення потребує робота композитобетонних конструкцій за другою групою граничних станів, а саме розробка заходів щодо підвищення їх тріщиностійкості та зниження деформативності. Існуюча розрахункова база значно завищує несучу здатність нормальних перерізів балок з композитною арматурою, що потребує вдосконалення розрахункової нормативної методики.

1. Попруга Д. В. Використання склопластикової композитної арматури в згинальних елементах виготовлених з бетонів на відходах гірничо-збагачувальних комбінатів / Д.В. Попруга, О.І. Валовой // Вісник Криворізького національного університету. – Кривий Ріг: КНУ, 2017. – Випуск 44. – С. 147-150.

2. ТУ У В.2.7-25.2-34323267-001:2009 Арматура неметалева композитна базальтова періодичного профілю. Технічні умови.

3. ТУ У В.2.7-25.2-21191464-024:2011 Арматура композитна «Екібар» для армування конструкцій з бетону. Технічні умови.

4. Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і склоровінгу : ДСТУ-Н В.2.6-185:2012. - [Чинний від 2013-04-01]. - Київ: Мінрегіон України, 2012. - 28 с. - (Нац. стандарт України).

5. Коваль П. М. Перспективи використання базальтобетонних конструкцій в будівництві / П. М. Коваль, О.Я. Гримак // Наукові нотатки. – 2014. – Випуск 46. – С. 262-269. – Режим доступу: [http://nbuv.gov.ua/UJRN/Nn\\_2014\\_46\\_44](http://nbuv.gov.ua/UJRN/Nn_2014_46_44).

6. Хишмах М. Прочность и деформативность изгибаемых элементов из тяжёлого бетона, армированных стеклопластиковой и стальной арматурой / М. Хишмах, Д.Р. Маилян, П.П. Польской, А.М. Блягоз // Новые технологи. – Майкоп: МГТУ, 2012. – Выпуск 4.- С.147-152.



УДК 656.081

## **ВИЗНАЧЕННЯ ПАСАЖИРСЬКИХ КОРЕСПОНДЕНЦІЙ В ТРАНСПОРТНИХ СИСТЕМАХ**

### **DEFINITION OF PASSENGER CORRESPONDENCE IN TRANSPORT SYSTEMS**

Доля К.В., к.т.н. (ХНУМГ ім. О.М. Бекетова)

**K. Dolia, Ph.D, Senior Lecturer (Kharkiv National University of  
municipal economy. O. N. Beketov Kharkiv, Ukraine)**

Досліджено процес надання послуг з перевезення пасажирів на маршрутах загального користування. Отримано дані фактичних кореспонденцій пасажирів. Проведено дослідження можливості застосування відомих наукових підходів щодо розрахунку пасажирських транспортних кореспонденцій.

Transport systems require sophisticated solutions for their development, changes and adaptation to the requirements of the environment of the functioning of these systems. The process of providing services from the transportation of passengers on public routes has been studied. The data of actual correspondence of passengers are received. A study was made of the possibility of applying well-known scientific approaches to the calculation of passenger transport correspondence. It is feasible to analyze the adequacy of the results obtained. Based on the results of the work, the components parameters were invented, in which application of the methods considered is possible within the framework of the system studied.

Ключові слова: кореспонденція, пасажир, система, транспорт, гравітаційна модель.

Keywords: correspondence, passenger, system, transport, gravity model.

Сучасні транспортні системи вимагають зважених рішень щодо їх розвитку, змін і адаптації до вимог середовища функціонування цих систем. Середовище функціонування транспортних систем є

техногенної, штучно створена для задоволення потреб людства з перевезення пасажирів або вантажів. Для досягнення системою стану, при якому вона має можливість задовольнити потреби з перевезень, необхідно зважено приймати рішення щодо змін елементів самої транспортної системи.

Авторами роботи [1] запропоновано проведення дослідження товарних потоків (CFS), яке проводиться з метою аналізу характеристик товарних потоків і збору статистичних даних для руху товарів в країнах. У Кореї CFS проводиться один раз в п'ять років з 1998 року. Інформація про вантажоперевезення зібрана за допомогою цього дослідження в основному використовується для оцінки попиту на вантажоперевезення, а також їх статистичних даних. Не дивлячись на те, що попит на вантажний транспорт зосереджений на товарному потоці, представлені перетворення товарного потоку до еквівалентного кількості вантажних автомобілів і встановлення руху для поїздки на вантажному автомобілі.

Вираз показує простий метод обліку для вибіркового даних беручи до уваги відхилення. Тут, регіональний потік товарів оцінюється для виробництва, оптової торгівлі, сільського господарства, лісового господарства, рибальства, тваринництва та гірничодобувної промисловості, товарів з упором на логістику поставок і за винятком допоміжних товарів.

Авторами роботи [2] описана нелінійна регресивна модель для прогнозування пасажирського потоку між різними географічними пунктами (містами). Невідомі параметри оцінюються з використанням агрегованих даних, коли надається тільки інформація про кількість пасажирів кожного міста. Як ефективний критерій оцінки використовується зважена сума залишкових площ.

Авторами роботи [3] розглянута міждержавна модель переваги річні перельотів з області в область. Авторами роботи [4] розглядаються впливу збільшення міжнародних повітряних маршрутів на привабливість аеропорту, для вивчення його конкуренції. Запропонована модель з урахуванням методу розрахунку критичного числа міст, які будуть з'єднані авіарейсами, щоб зробити аеропорт конкурентоспроможним в порівнянні з іншими аеропортами.

Авторами роботи [5] розглянута алгоритм розрахунку виробничих поїздок і фактори впливу зон, використовуючи робочі

пари. Комбіновані призначення і моделі вибору режиму оцінених для різних типів мандрівників і робочих пар. По-перше, стаття пропонує і описує алгоритм EVA англійською, в тому числі і застосований метод вирішення. По-друге, він узагальнює результати вибору моделі оцінки надання узагальнених коефіцієнтів еластичності вартості попиту по назначенію типу мандрівника. По-третє, тут обговорюється якість результатів шляхом оцінки структури матриці проти фактичної перепісвіденія для автомобільного та залізничного транспорту.

В роботі [6] розроблено моделі попиту на вантажні перевезення. Однак це дослідження використовувало безліч загальнодоступних джерел даних. Крім того, використання відкритих джерел даних зводить до мінімуму витрати на розробку даної моделі, яка розглядається як важливий крок вперед, для залучення ресурсів і підтримки інновацій в галузі транспортної інфраструктури.

Робота [7] розглядають можливості здійснення чітких методів розрахунку прогнозування попиту на пасажирські перевезення. У предолженіє моделі, заснованої на нечіткій логіці, успішно вирішуються проблеми з призначенням трафіка - формування пасажиропотоків по кожному маршруту руху. Модель кореспонденції враховує такі визначальні чинники як вартість проїзду, середнє просування пасажирів по маршруту і наповненість салону транспортного засобу. Різне поєднання цих факторів формує привабливість як критерій для визначення оптимального маршруту для майбутнього пасажиря. Встановлено, чим менше наповненість салону, плата за проїзд в транспорті і інтервал поїздки, тим вище критерій привабливості. Використовуючи обґрунтовані критерії, можна виділити загальну кількість потенційних пасажирів по кожному існуючому маршруту.

Авторами роботи [8] розглянуті гравітаційні моделі для оцінки обсягу пасажирських перевезень між парами міст. Моделі містять змінні, що характеризують загальну економічну активність і географічні особливості міст замість змінних, що описують характеристики авіаперевезень. Таким чином, обидві моделі можуть бути застосовані для пар міст. Одна модель обмежується парами міст з аеропортами, які не підлягають конкуренції серед аеропортів в безпосередній близькості.

В роботі [9] розглянуті питання визначення вартості доступності як міра легкості, з якою особа може здійснювати діяльність бажаного типу в потрібному місці, в потрібний час і в потрібному режимі. Вона впливає на вибір пасажиром виду транспорту, вважаючи за краще громадський транспорт. Оцінка пасажиропотоку громадської транспортної системи авторами розглянута як потреба прогнозування поведінки окремих людей і їх впливу на вибір режиму. Розроблено основи для оцінки доступності міських транспортних мереж і оцінка його впливу на пасажиропотік системи автобусного транспорту є основним напрямком роботи.

Заходи доступності включають широкий спектр можливостей щодо привабливості і вільного подорожі. При такому підході заходи щодо забезпечення доступу були розглянуті на географічно агрегированном рівні, в основному через двох причин. Одна полягає в тому, що ця структура призначена для планування рішень, які в разі потреби мають справу з територією, а не з людьми, що живуть на ній.

Ще одна причина - показати методологію забезпечення взаємозв'язку заходів щодо забезпечення доступності і пасажиропотоку транспортної системи. Отже, ці заходи необхідні для того, щоб виконувана робота була спланованою і простий для розуміння. Модель була розроблена, щоб зв'язати посадки і висадки пасажирів на кожній зупинці з використанням множинної лінійної регресії.

В роботі [10] було рассморенно введено поняття нового методу прогнозування повітряних пасажирських потоків на глобальному рівні з використанням соціально-економічних сценаріїв. Метод складається з двох етапів: прогнозування топології вихідної та кінцевої точки мережі попиту; прогнозування кількості пасажирів на існуючих і нових з'єднаннях. Теорія мереж застосувати для імітації з'єднання попиту між містами з використанням алгоритмів на основі зваженого подібності.

Автором роботи [11] запропоновано розглядати показники пасажирських потоків при необхідності в обґрунтуванні залізничних перевезень, авіоперелетов. На основі аналізу характеристик пасажиропотоку, автором йдеться про прогноз розподілу поїздки на основі методу конструктивної матриці і методі предикації і відповідної моделі, які розділені на основі SP анкетного опитування.

Матеріали і методи дослідження. В даний час можна виділити автоматизовані і не автоматизовані методи дослідження пасажиропотоків. В не автоматизованих можна віднести наступні методи: табличний, талонний, таблично-опитувальний і візуальний. Чи не автоматизовані методи дослідження пасажиропотоків вимагають залучення обліковців в кількості, яка дорівнює кількості транспортних засобів або зупиночних пунктів.

Результати досліджень показників пасажиропотоків між містами. Проведення аналізу отриманих фактичних значень пасажиропотоків між містами емпіричним методом було розраховано матрицю найкоротших відстаней. Даний розрахунок передбачає наявність відомостей щодо вузлів і дуг моделі транспортної мережі, яка забезпечує процес перевезення пасажирів по території України. Як вузлів було прийнято міста - обласні центри і привласнили їм відповідні порядкові номери, а довжина дуг - відповідно відстань між обраними містами.

Як залежності для розрахунку кореспонденції пасажирів між містами від пункту  $i$  в пункт  $j$  була обрана улучшенна залежність [13]. Обраний підхід відповідає обраним попередніми дослідниками в частинах облік відстані між містами в якості основного фактора впливу на функцію тяжіння кореспонденції від пункту  $i$  в пункт  $j$  і забезпечує наявність емпіричної константи, яка може нести в собі вплив інших факторів середовища або елементів самої транспортної системи.

Висновки. Моделювання транспортних міжміських пасажирських кореспонденцій  $H_{ij}$  шляхом адекватної формалізації функції тяжіння дозволило отримати функцію тяжіння для  $H_{ij}$ , що надало можливість в моделюванні транспортних міжміських пасажирських кореспонденцій  $H_{ij}$ .

1. Park, M., & Hahn, J. (2015). Regional Freight Demand Estimation Using Korean Commodity Flow Survey Data. *Transportation Research Procedia*, 11, 504-514.

2. Andronov, A., & Santalova, D. (2009). On Nonlinear Regression Model for Correspondence Matrix of Transport Network. In *Selected papers of the International Conference Applied Stochastic Models and Data Analysis* (pp. 90-94).

3. Baik, H., Trani, A., Hinze, N., Swingle, H., Ashiabor, S., & Seshadri, A. (2008). Forecasting model for air taxi, commercial airline, and automobile

demand in the United States. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, (2052), 9-20.

4. Wu C., Han J., Hayashi Y. Airport attractiveness analysis through a gravity model: A case study of Chubu International Airport in Japan //Proceedings of the Eastern Asia Society for Transportation Studies The 9th International Conference of Eastern Asia Society for Transportation Studies, 2011. – Eastern Asia Society for Transportation Studies, 2011. – С. 419-419.

5. Vrtic, M., Fröhlich, P., Schüssler, N., Axhausen, K. W., Lohse, D., Schiller, C., & Teichert, H. (2007). Two-dimensionally constrained disaggregate trip generation, distribution and mode choice model: Theory and application for a Swiss national model. Transportation Research Part A: Policy and Practice, 41(9), 857-873.

6. Rwakarehe, E. E., Zhong, M., & Christie, J. (2014). Development of a Freight Demand Model for the Province of Alberta Using Public Sources of Data. / Rwakarehe, E. E., Zhong, M., & Christie, J. // Procedia-Social and Behavioral Sciences, T. 138. – С. 695-705

7. Fornalchyk, Y., Bilous, A., & Demchuk, I. The Model of Correspondence of Passenger Transportation on the Basis of Fuzzy Logic. / Fornalchyk, Y., Bilous, A., & Demchuk, I. // ECONTECHMOD: an international quarterly journal on economics of technology and modelling processes. – 2015. – №4.

8. Grosche T., Rothlauf F., Heinzl A. Gravity models for airline passenger volume estimation / Grosche T., Rothlauf F., Heinzl A. // Journal of Air Transport Management. – 2007. – №13. – С. 175–183.

9. Kalaanidhi S., Gunasekaran K. Estimation of Bus Transport Ridership Accounting Accessibility. / Kalaanidhi S., Gunasekaran K.// Procedia-Social and Behavioral Sciences. – 2013. – T. 104. – С. 885-893.

10. Terekhov, I., & Gollnick, V. (2015). A concept of forecasting origin-destination air passenger demand between global city pairs using future socio-economic scenarios. In 53rd AIAA Aerospace Sciences Meeting (p. 1640).

11. Xiao-qiang L., Lei W. . The Passenger Demand Prediction for Airport Line of Rail Traffic. /L. Xiao-qiang, W.Lei// Metallurgical & Mining Industry.- 2015.-С.9.

12. Mao, L., Wu, X., Huang, Z., & Tatem, A. J. (2015). Modeling monthly flows of global air travel passengers: An open-access data resource. Journal of Transport Geography, 48, 52-60.

13. Dolya C., (2017). Modeling of passenger transport correspondence between regional centers in Ukraine. Технологічний аудит та резерви виробництва — № 1/2(33). 44 – 48.

**УДК 691**

**МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕННЯ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ  
ВЛАСТИВОСТЕЙ ШЕБЕНЕВО-МАСТИКОВИХ  
АСФАЛЬТОБЕТОНІВ**

**THE METHODOICAL OF INVESTIGATION OF PHYSICAL AND  
MECHANICAL PROPERTIES OF MACADAM-MASTIC  
ASPHALT CONCRETES**

**Дробишинець С.Я., к.т.н., доцент, Єрїфаві Тарек ст. гр. АДам-61  
(Луцький НТУ, м. Луцьк)**

**Drobyshynets S.Y., Ph.D., associate professor, Erifawi Tarek st. gr.  
ADAm -61 (Lutsk National Technical University, Lutsk)**

У статті проаналізовано переваги застосування щебенєво-мастикових асфальтобетонів. Описано способи приготування та контролю якості щебенєво-мастикових сумішей. Наведено методики визначення фізико-механічних властивостей асфальтобетонних сумішей відповідно до нормативних документів.

The article analyzes the advantages of using macadam-mastic asphalt concretes. Methods of preparation and quality control of macadam mastic mixes are described. The methods of determining the physical and mechanical properties of asphalt mixes in accordance with the normative documents are given.

Macadam-mastic asphalt concrete is one of the most technologically and durable materials for covering of automobile roads operated under the influence of heavy and intense traffic of vehicles. As a result of the use of macadam-mastic asphalt concrete, the quality of the road surface is improved, its service life is lengthened, repairs are reduced, and traffic safety improves.

**Ключові слова:** щебенєво-мастиковий асфальтобетон, пористість, набухання, водонасиченість, міцність при стиску.

**Key words:** macadam-mastic asphalt concrete, porosity, swelling, water saturation, compressive strength.

Гарячі щебенево-мастикові суміші (далі - ЩМАС) відносяться до самостійного класу асфальтобетонних сумішей. Багато щебеневої суміші за ДСТУ БВ.2.7-119-2011 містять від 45 до 55% щебених фракцій, ЩМАС – від 70 до 80% маси. В залежності від макрошороховатих високо щебених сумішей відкритого типу за ДСТУ Б В.2.7-127:2015 суміші ЩМА мають підвищений вміст бітуму (від 5,5 до 7,5% за масою) [1,2]. Для того щоб утримати таку кількість гарячого бітуму на поверхні щебеню, необхідно вводити в суміш спеціальні стабілізуючі добавки, наприклад целюлозне волокно або полімерні добавки.

Щебенево-мастиковий асфальтобетон (далі - ЩМА) є одним із найбільш технологічних і довговічних матеріалів для покриття, у тому числі автомобільних доріг, що експлуатуються під дією важкого і інтенсивного руху транспортних засобів. Застосування такого матеріалу можливе при використанні традиційного обладнання для приготування і укладання ЩМАС. При цьому значно покращується якість улаштування дорожнього покриття, подовжується термін його служби, зменшуються ремонтні роботи, підвищується безпека руху.

Суміші ЩМА виготовляють змішуванням в асфальтобетонних установках в нагрітому стані щебеню із щільних гірських порід кубовидної форми зерен, піску із відсівів подрібнення щільних гірських порід, мінерального порошку і в'язкого нафтового дорожнього бітуму, також полімерно-бітумного в'язучого, взятих в раціонально підбраному співвідношенні з обов'язковим введенням стабілізуючих добавок типу волокон чи полімерів. При використанні полімерно-бітумного в'язучого допускається не вводити в суміш стабілізуючих добавок, якщо забезпечуються вимоги до показників стікання в'язучого та інших показників фізико-механічних властивостей [1,2].

При виготовленні ЩМАС використання кубовидного щебеню сприяє утворенню максимально стійкого мінерального остова з ущільненням шарів покриття. Зсувостійкість покриття з ЩМА, яка характеризує протидію утворенню колій, забезпечує, головним чином, необхідних значень коефіцієнта внутрішнього тертя. Тому в піщаній частині суміші використовують виключно пісок із відсівів подрібнення гірських порід, так як природний пісок знижує коефіцієнт внутрішнього тертя. Крім того, високий вміст крупної фракції кам'яного матеріалу в ЩМАС дозволяє отримати



шороховату поверхню покриття і забезпечити необхідне значення коефіцієнта щеплення коліс автомобіля з покриттям. Велика кількість в'язучого перешкоджає проникненню вологи всередину шару, підвищує стійкість до старіння, водо-морозо-стійкості, тріщиностійкості, і в кінцевому етапі, значно збільшує довговічність покриття.

В залежності від максимального розміру щебеню суміші ЦМА поділяють на такі види: ЦМА-20, ЦМА-15, ЦМА-10, ЦМА-5 з максимальним розміром зерен 20, 15, 10, 5 відповідно [1,2].

Суміші асфальтобетонні щебенево-мастикові повинні відповідати вимогам ДСТУ Б В.2.7-127:2015 і виготовлятися у встановленому порядку.

Всі технологічні процеси приготування та влаштування ЦМА необхідно контролювати та фіксувати у робочих журналах виконання робіт.

Контролювання процесів приготування ЦМАС включає: вхідний контроль матеріалів; операційний контроль приготування ЦМАС, приймальний контроль готової ЦМАС.

Для визначення якості щебенево-мастикової суміші досліджують їх фізико-механічні властивості на зразках, що отримані ущільненням сумішей в сталевих формах.

Головним показником при контролі якості приготування сумішей для ЦМА є дотримання проектного складу, особливо вміст бітуму [3,4,5,6].

Методика визначення вмісту в'язучого з врахуванням кількості волокон і зернового складу мінеральної частини ЦМАС. Кількість в'язучого в ЦМАС, суттєво впливає на їх властивості, які значно погіршуються при надлишку чи при малій його кількості. Оскільки, при випалюванні, разом з бітумом, вигоряє і частина волокон, масова частка в'язучого, визначена за різницею мас, буде завищеною, адже при цьому не враховувалась кількість волокон, що вигоріли разом з в'язучим.

Метод передбачає визначення вмісту в'язучого, шляхом випалювання його із ЦМАС з врахуванням кількості волокон, що вигоріли, та зернового складу мінеральної частини.

Засоби контролю та допоміжне обладнання:

- піч муфельна;
- ваги лабораторні 4-го класу;

- лотки керамічні або металеві вогнетривкі;
- щипці.

Для цього беруть два лотки, зважують їх, кладуть в них ЩМАС у кількості по 300-400 г, після чого лотки із ЩМАС знову зважують. Далі лотки з сумішшю ставлять в муфельну піч, температуру в печі доводять до  $(500 \pm 10)$  °С і витримують при цій температурі 1 год. 30 хв. Після прожарювання лотки виймають щипцями з печі і охолоджують на товстій металевій плиті до кімнатної температури. Після охолодження лотки зважують. Для визначення кількості волокон два лотки зважують, кладуть у них приблизно по 50 г волокон, і випалюють за тією ж технологією, що й ЩМАС.

Масову частку волокон, що вигоріли, обчислюють з точністю до другого десяткового знака за формулою:

$$\Delta g_{\text{в}} = \frac{(M_0 - M_1)}{(M_1 - M)} \cdot 100\%, \quad (1)$$

де  $M$  - маса лотка, г;

$M_0$  - маса лотка з волокнами до випалювання, г;

$M_1$  - маса лотка з волокнами після випалювання, г.

Масову частку в'язучого  $q_{\text{в}}$ , %, обчислюють з точністю до другого десяткового знака при дозуванні в'язучого понад 100% мінеральної частини суміші за формулою

$$q_{\text{в}} = \frac{G_1 - (G_2 - \Delta G_{\text{в}})}{(G_2 - \Delta G_{\text{в}}) - G} \cdot 100\%, \quad (2)$$

де  $G$  – маса лотка, г;

$G_1$  - маса лотка з наважкою ЩМАС до випалювання, г;

$G_2$  - маса лотка з наважкою ЩМАС після випалювання, г;

$\Delta G_{\text{в}}$  - маса волокон, що вигоріли, г. Визначається за формулою:

$$\Delta G_{\text{в}} = \frac{(G_1 - G) \cdot q_{\text{в}} \cdot \Delta g_{\text{в}}}{1000}, \quad (3)$$

де  $q_{\text{в}}$  - масова частка волокон, вказана в рецепті, %;

$\Delta g_{\text{в}}$  - масова частка волокон, що вигоріли, %.

Після випалювання методом розсіювання на контрольних ситах випробовують суху суміш і визначають її зерновий склад.

Другою важливою характеристикою якості приготування сумішей є показник стікання в'язучого з кам'яних матеріалів [3,4,5,6].

Методика визначення стікання в'язучого з ЩМАС. Суть методу полягає в оцінці здатності ЩМАС утримувати бітумне в'язуче і не допускати витікання при її зберіганні в накопичувальних бункерах та при транспортуванні. Перевищення його нормативної величини може призвести до налипання суміші на кузов автомобіля.

Засоби контролю та допоміжне обладнання:

- ваги лабораторні 4 класу;
- стакани хімічні термостійкі місткістю 1000 см<sup>3</sup>, діаметром 10см.
- скло накривне до стакану;
- термометр хімічний ртутний скляний з градуванням від 100°С до 200 °С та похибкою не більше 1 °С;
- шафа сушильна що підтримує температуру з абсолютною похибкою ± 3 °С.

Приготовлену пробу ЩМАС розігрівують до максимальної температури у відповідності до температури приготування суміші ЩМА яку випробовують та ретельно перемішують.

Сушильну шафу також розігрівують до вказаної температури , яку підтримують в період випробування з допустимою похибкою ±2°С.

Зважують порожній стакан і ставлять його в сушильну шафу для нагрівання на 10 хв. (не менше). Потім стакан встановлюють на ваги, швидко насипають (1000±100) г ЩМАС, накривають чашкою або накривним склом і розмішують на (60±1) хв. в сушильну шафу. Потім стакан виймають з шафи, знімають накривне скло та видаляють ЩМАС з стакану, перевертаючи його, не струшуючи, догори дном на (10±1) с. Після цього стакан охолоджують протягом не менше 10 хв., а потім зважують (разом з залишками в'язучого і ЩМАС на його внутрішній поверхні).

Стікання в'язучого, % за масою, визначають за формулою:

$$B = \frac{g_3 - g_1}{g_2 - g_1} \cdot 100, \quad (4)$$

де  $g_1, g_2, g_3$  - маса стакану відповідно порожнього, з ЩМАС та після її видалення, г.

ЩМАС вважають такою, що витримала випробування, якщо показник стікання в'язучого не перевищує 0,2 %.

Методика визначення залишкової пористості. Суть методу полягає у визначенні об'єму пор, які присутні в ущільненій ЩМАС [3,4].

Засоби контролю та допоміжне обладнання:

- ваги лабораторні 4-го класу точності з пристроєм для гідростатичного зважування;
- колба конічна, колба мірна або пікнометр.

Залишкову пористість лабораторних зразків або зразків з покриття  $V_{пор}^o$ , % визначають розрахунком на основі попередньо встановлених середньої та дійсної щільності з точністю до першого десяткового знака за формулою:

$$V_{пор}^o = \left(1 - \frac{\rho_m}{\rho}\right) \cdot 100, \quad (5)$$

де  $\rho_m$  - середня щільність ущільненої суміші, г/см<sup>3</sup>;

$\rho$  - дійсна щільність суміші, г/см<sup>3</sup>.

Середню щільність ущільненої суміші визначають гідростатичним зважування середньої щільності зразків, що виготовлені в лабораторії з врахуванням пор, які вони містять. Для цього зразки зважують на повітрі. Потім зразки з сумішшю занурюють на 30 хв. у посудину з водою, яка має температуру  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$ , таким чином, щоб рівень води в посудині був вище поверхні зразків не менше ніж на 20 мм, після того зразки зважують у воді, наглядаючи за тим, щоб на зразках не було бульбашок повітря. Після зважування у воді зразки обтирають м'якою тканиною і повторно зажують на повітрі.

Середню щільність зразка обчислюють за формулою:

$$\rho_m = \frac{g\rho^H}{g_1 - g_2}, \quad (6)$$

де  $g$  - маса зразка, який зважений на повітрі, г;

$\rho^H$  - щільності води, яка дорівнює 1 г/м<sup>3</sup>;

$g_1$  - маса зразка, який зважений у воді, г;

$g_2$  - маса зразка, який витриманий протягом 30 хв. У воді і вдруге зважений на повітрі, г.

Дійсну щільність зразків ЩМАС, які відібрано зі змішувача, визначають тільки пікнометричним методом. Для цього зважують чисту і суху колбу. Із підготовленої ЩМАС відбирають середню пробу методом квартування (ЩМАС розподіляють на металевому листі і ділять шпателем на чотири рівні частини, з двох протилежних частин відбирають у колбу не менше ніж 200 г ЩМАС). Колбу із ЩМАС охолоджують до кімнатної температури і зважують. Потім у колбу з ЩМАС наливають дистильовану воду з температурою  $(20 \pm 2)$  °С у такій кількості, щоб рівень води був вище рівня ЩМА не менше ніж на 3 см. Колбу розміщують на 1 год. У вакуумній установці, де підтримують тиск не більше ніж 2000 Па (15 мм рт.ст.). Після закінчення вказаного часу тиск доводять до атмосферного і в колбу додають 10 мл розчину змочувача для видалення бульбашок повітря з поверхні ЩМА. Коли бульбашки спливають, додають дистильовану воду в колбі до температури  $(20 \pm 2)$  °С. Рівень води фіксують залежно від виду колби. У мірну колбу воду доливають до мітки. У конічну колбу воду доливають до самого краю горловини, на яку кладуть покривне годинникове скельце так, щоб надлишкова вода витекла, а під скельцем не залишалось бульбашок повітря. Колбу пікнометра, заповнену водою, закривають пробкою, при цьому колбу ретельно обтирають фільтрувальним папером і зважують. Потім колбу звільняють від води і ЩМАС, ретельно промивають, заповнюють дистильованою водою з температурою  $(20 \pm 2)$  °С так, як вказано вище, і зважують.

Дійсну щільність ЩМАС  $\rho$ , г/см<sup>3</sup>, обчислюють за формулою:

$$\rho = \frac{(g - g_1) \cdot \rho^H}{g - g_1 + g_2 - g_3}, \quad (7)$$

де  $g$  - маса колби з ЩМАС, г;

$g_1$  - маса порожньої колби, г;

$g_2$  - маса колби з водою, г;

$g_3$  - маса колби з ЩМАС і водою, г;

$\rho^H$  - щільність, дистильованої води (приймається 1 г/см<sup>3</sup>).

Методика визначення водонасичення. Суть методу полягає у визначенні кількості води, яку поглинає зразок при заданому режимі насичення. Для сумішей випробовування проводять на зразках, використуваних для визначення середньої густини [3,4,5,6].

Засоби контролю та допоміжне обладнання:

- ваги лабораторні 4-го класу точності з пристосуванням для гідростатичного зважування;
- установка вакуумна;
- пристрій для капілярного водонасичення зразків;
- термометр хімічний ртутний скляний з ціною поділки шкали 1 °С;
- посудина місткістю не менше 3,0 л.

Водонасичення визначають на зразках циліндричної форми. Зразки з сумішей, зважені на повітрі і у воді (так як при попередньому методі), розміщують у посудині з водою з температурою  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$ . Посудину із зразками встановлюють у вакуумній установці, де створюють і підтримують тиск не більше 2000 Па протягом год. Потім тиск доводять до атмосферного і зразки витримують у тій самій посудині з температурою  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$  протягом 30 хв. Після цього зразки видаляють з посудини, зважують у воді, обтирають м'якою тканиною і знову зважують на повітрі.

Далі водонасичення визначають за формулою:

$$W = \frac{g_3 - g}{g_2 - g_1} \times 100\%, \quad (8)$$

де  $g_3$  - маса насиченого водою зразка, зваженого на повітрі, г.

#### **Методика визначення набухання.**

Набухання визначають, як приріст об'єму зразка після насичення його водою [3,5,6].

Для визначення набухання використовують дані, одержані при визначенні середньої густини і водонасичення.

Набухання зразка  $H$ , % за об'ємом визначають за формулою:

$$H = \frac{(g_3 - g_4) - (g_2 - g_1)}{g_2 - g_1} 100\%, \quad (9)$$

де  $g_4$  - маса насиченого водою зразка, зваженого у воді, г.

Методика визначення границі міцності при стисканні. Суть методу полягає у визначенні навантаження, необхідного для руйнування зразка при заданих умовах [3,4,5,6].

Засоби контролю та допоміжне обладнання:

- преси механічні або гідравлічні з навантаженнями від 50 до 100 кН і до 500 кН з силовимірювачами, що забезпечують похибку не більше 2 % навантаження, яке вимірюють;
- термометр хімічний ртутний скляний з ціною поділки шкали 1 °С;
- посудина для термостатування зразків місткістю 3,0 - 8,0 л.

Для випробування готують зразки. Перед випробуванням зразки термостатують при заданій температурі:  $(50 \pm 2)$  °С,  $(20 \pm 2)$  °С. Зразки з гарячих сумішей витримують при заданій температурі протягом 1 год. у воді.

Для визначення границі міцності при стисканні зразків у водонасиченому стані використовують зразки, які випробувані відповідно до методики визначення водонасичення. Насичені водою зразки після зважування на повітрі і у воді знову розміщують у воді з температурою  $(20 \pm 2)$  °С, а перед випробуванням витирають м'якою тканиною або фільтрувальним папером.

Границю міцності при стисканні зразків визначають на пресах при швидкості руху плити преса  $(3,0 \pm 0,3)$  мм/хв.

Максимальний показ силовимірювача приймають за руйнівне навантаження.

Границю міцності при стисканні  $R_{cm}$ , МПа, обчислюють за формулою:

$$R_{cn} = \frac{P}{F} 10^{-2}, \quad (10)$$

де P – руйнівне навантаження, Н;

F – початкова площа поперечного перерізу зразка, см<sup>2</sup>.

Лабораторні експерименти і безпосередньо спостереження за станом дорожніх покриттів із ЩМАС на дорогах України показали наступні переваги даного покриття в порівнянні з поряд розміщеними ділянками із звичайного асфальтобетону:

- висока стійкість до стирання при дії шипованих шин;
- рівень шуму при русі автомобілів по покритті із ЩМА на 2-4 дБ нижче;
- відсутність водяної плівки і калюж на поверхні в дощову погоду;
- відсутність видимих зон руйнування і шелушіння;
- відсутність колійності на покритті.

Щебенево-мастиковий асфальтобетон є економічно виправданим за наступними факторами:

- ЩМА укладається більш тонким шаром ніж звичайний асфальтобетон. Якщо товщина шару звичайного асфальтобетону – 35-50 мм, то ЩМА можна укласти товщиною 25-35 мм, що дозволяє зменшити витрату матеріалу на 1 м<sup>2</sup> до 40 %. Таким чином, вартість 1 м<sup>2</sup> укладеного шару звичайного асфальтобетону типу А рівна вартості шару ЩМА;
- довговічність дорожнього покриття із ЩМА в 2-3 рази вище;
- вартість обслуговування верхнього шару із ЩМА, в 2 рази нижча вартості звичайного а/б за рахунок стійкості проти колієутворення, утворенню тріщин і великої деформативності.

1. Випробування дорожньо-будівельних матеріалів: Лабораторний практикум /Золотарьов В.О., Браччун В.І, Космін О.В. та інші.; за ред. Золотарьова В.О. Навчальний посібник. – Харків: Видавництво ХНАДУ, 2006. – 352 с.

2. ДСТУ БВ.2.7-119-2011. Суміші асфальтобетонні і асфальтобетон дорожній та аеродромний. - К.: Мінрегіон України, 2011.

3. ДСТУ Б В.2.7-127:2015. Суміші асфальтобетонні і асфальтобетон щебенево-мастикові. - К.: Мінрегіон України, 2015.

4. ДСТУ Б В.2.7-89-99. Матеріали на основі органічних в'язучих для дорожнього і аеродромного будівництва. Методи випробувань.

5. ДСТУ Б В.2.7-306:2015. Суміші бітумомінеральні дорожні. Методи випробувань. . - К.: Мінрегіон України, 2015.

6. ДСТУ Б В.2.7-319:2016. Суміші асфальтобетонні і асфальтобетон дорожній та аеродромний. Методи випробувань. - К.: Мінрегіон України, 2016.



**УДК 624.012.25**

**МЕТОДИ ТА СПОСОБИ ЗАСТОСУВАННЯ СКЛАДНИХ  
ПОЛІМЕРІВ ПРИ ПІДСИЛЕННІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ  
КОНСТРУКЦІЙ**

**METHODS AND APPLICATIONS OF COMPLEX  
POLYMERS IN THE STRENGTHENING OF REINFORCED  
CONCRETE STRUCTURES**

**Задорожнікова І.В. к.т.н., доцент, Кух С.П. аспірант  
(Луцький НТУ, м. Луцьк),**

**Zadorozhnikova I. Ph.D., senior lecturer, Kuh S.P. postgraduate  
(Lutsk National Technical University, Lutsk)**

У статті описано доцільність застосування складних полімерів на основі епоксидних смол при відновленні та реконструкції будівель та споруд та проаналізовано наукові досягнення в даному напрямку.

In this article, the author examines research in the application of complex polymers based on epoxy resins for the restoration and reconstruction of buildings and structures. Described physical and chemical properties of epoxy resin. Analyzed the work of Ukrainian representatives in the production of polymeric materials and the development of technologies of their application. On the basis of the material formed conclusions about the feasibility of using complex polymers in construction, and the prospects of scientific research to develop new modifications and application techniques.

**Ключові слова:** залізобетонні конструкції, відновлення будівель, епоксидна смола, полімери.

**Key words:** concrete structures, restoration of buildings, epoxy, polymers.

Сьогодні в Україні та світі великих обертів набирає модернізація будівельного виробництва, а саме впровадження новітніх матеріалів та технологій.

Упродовж довготривалої експлуатації будівель і споруд будівельні конструкції піддаються навантаженням та впливам, які негативно позначаються на їх несучій здатності та довговічності. Внаслідок чого такі конструкції потребують підсилення та ремонту. Необхідність відновлення може виникнути і при неправильній експлуатації, технології виконання робіт, використання неякісних матеріалів, робота конструкцій в агресивних середовищах і таких факторів є безліч. До того ж, за різних умов не завжди можуть бути застосовані традиційні способи підсилення конструкцій, що значно ускладнює завдання.

З кожним роком на ринку з'являються нові полімерні матеріали здатні вирішити вище зазначену проблематику, однак, існують як позитивні так і негативні їх сторони. Достатньо відомим матеріалом, який досить часто застосовують у будівельній галузі є полімеркомпозити, зокрема, на основі епоксидних смол.

У напрямку дослідження ефективності використання полімерних матеріалів для підсилення залізобетонних конструкцій значних успіхів досягли: Бабич Є.М., Довбенко В.С., Козлов В.В., Мельник І.В., Клипуш М.Д., Мікульський В.Г., Шутенко Л.М., Смолянінов Ю.М., Конончук О.П.

На сьогодні не є достатньо дослідженими методи та способи застосування складних полімерів при підсиленні залізобетонних конструкцій. Отож, що собою являють складні полімери на основі епоксидних смол, доцільність використання при вирішенні складних питань будівництва та якими є перші результати їхнього застосування при реконструкції будівель і споруд розглянемо детальніше.

Масштабну роботу по дослідженню епоксидної смоли, як нового багатофункціонального покриття провів науковець Кашицький В.П. У своїх роботах він описує склад епоксикомпозитних матеріалів, фізико-хімічні властивості та їх переваги порівняно з іншими полімерами завдяки високій технологічності, адгезійній міцності, твердості, зносостійкості, стійкості до зміни температур.

Надійність та довговічність епоксидних композитних покриттів визначають наступні параметри: високі фізико-механічні характеристики та адгезія до субстрату. Предметом дослідження є структура епоксикомпозитних покриттів з різними високодисперсними частинками на стадії структурування композицій. На основі проведених лабораторних експериментів та отриманих результатів були розроблені нові епоксикомпозитні захисні покриття. [1], [2].

За вихідний матеріал взято епоксидно-діанову смолу ЕД-20, оскільки покриття на її основі мають високу адгезію до різних матеріалів, твердість, еластичність, стійкість в агресивних середовищах. Науковцями були проведені дослідження адгезійної міцності епоксикомпозитних покриттів, в яких визначався опір відриву клейових з'єднань торцевих поверхонь, що є досить важливим питанням.[3].

Епоксидні смоли є незамінними в'язучими для створення високоміцних композитів, а основними перевагами, в першу чергу є висока адгезія, низька усадка, отримання різних вихідних станів, високі механічні показники, можливість отримання нових виробів та конструкцій. Тип добавок, пластифікаторів і твердників встановлюють властивості виробів на основі епоксидних смол.

Сьогодні в Україні потужним представником з виготовлення полімерних матеріалів і розробки технологій їх застосування для реконструкції, захисту, ремонту будівельних конструкцій і споруд промислового та громадського призначення являється ТОВ «Композит».

Розроблені ними матеріали, представляють собою полімери, які відносяться до різних класів – поліуретани, поліепоксида, поліефіри та інші. Успішно взаємодіючи між собою, вони утворюють технологічні системи, які дозволяють комплексно вирішувати задачі в області будівництва та реконструкції. В основі нових технологій лежить застосування просочуючих та клеєвих полімерних композицій, які забезпечують зміцнення, гідрофобізацію, гідроізоляцію, стійкість до дії хімічних речовин та антикорозійний захист внутрішніх і зовнішніх поверхонь будівель і споруд з бетону та залізобетону і інших пористих матеріалів. Відмінною особливістю таких композицій є їх хімічний зв'язок з складовими бетону в процесі проникнення, в результаті чого утворюється нова хімічна структура, яка захищає бетон і арматуру

від руйнування та корозії. Такі полімерні композиції також використовуються в якості адгезійного шару при відновленні бетонних та залізобетонних конструкцій. [4].

ТОВ «Композит» працює з досвідченими вченими-хіміками провідних інститутів та використовує результати їхніх досліджень, створюючи матеріали для продовження строку експлуатації будівель та споруд.

Накопичений досвід робіт дозволяє підтвердити виняткові можливості і якість застосовуваних полімерних композицій, а також переконались, що в цілому ряду випадків такими полімерними матеріалами можна зробити те, що практично неможливо здійснити при використанні традиційних будівельних матеріалів і технологій. [4].

Серед загального переліку матеріалів які пропонує «Композит» найбільшого поширення в будівництві набули композиційне просочення «КОНСОЛІД» та епоксидний клей «ЕДМОК». На Рис.1 зображено застосування раніше зазначених матеріалів на практиці.

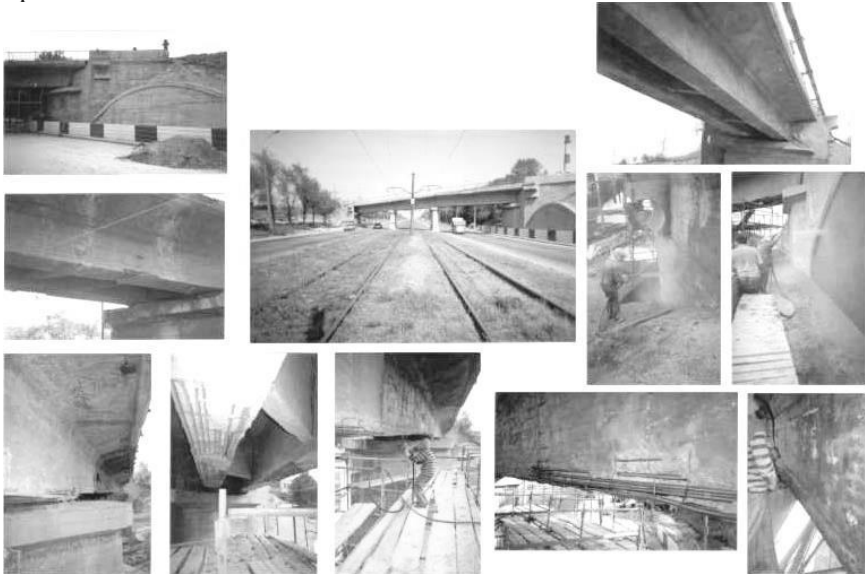


Рис.1. Реставрація мосту в м. Запоріжжя

Просочення «КОНСОЛІД» виготовляється трьох модифікацій для повного відновлення і підсилення залізобетонних конструкцій. Першою модифікацією є «КОНСОЛІД-1» – застосовується як адгезійний шар для покриттів.

Наступний матеріал «КОНСОЛІД-2» – використовується тільки для нарощування «нового» бетону на «старий», при чому виключно спільно з просочуючою композицією «КОНСОЛІД-1». Разом з спеціальними кольоровими пастами для придання оброблюваній поверхні необхідного кольору отримують композицію «КОНСОЛІД-Ц», яка і є завершальним етапом при відновленні залізобетонних конструкцій.

В залежності від призначення і інших умов застосування, в композицію вводяться модифікуючі добавки і наповнювачі, які змінюють в'язкість матеріалу, термін дії і полімеризації, еластичність і інші параметри. Внаслідок цього ТОВ «Композит» пропонує декілька модифікацій «ЕДМОК», а саме: «ЕДМОКст», «ЕДМОКин», «ЕДМОК-Х», «ЕДМОК-Ц», які застосовуються для склеювання і герметизації різних матеріалів. [4].

В останні роки вітчизняні науковці часто використовують полімерні композиції для відновлення несучої здатності залізобетонних конструкцій. Так, вчений, професор Є.М. Бабиш у своїх роботах особливу увагу приділив композиції «Силор». [5]. Ще однією роботою Є.М. Бабиша та В.С. Довбенка є встановлення впливу полімерної композиції на залізобетонні балки за дії одноразових та малоциклових навантажень та порівняння прогинів і тріщиностійкості контрольних та підсилених зразків. На основі проведених дослідів та отриманих результатів, науковці рекомендують застосування полімерної композиції для підсилення залізобетонних балок, оскільки в результаті збільшується міцність, жорсткість та тріщиностійкість таких конструкцій. [6].

Вище перелічені матеріали та наукові досягнення вітчизняних вчених дають змогу переконатися, що український ринок набирає потужних обертів у запровадженні інноваційних технологій для відновлення та реконструкції залізобетонних елементів.

За результатами досліджень можна висновкувати, що застосування складних полімерів на основі епоксидних смол є досить актуальним вирішенням складних проблем підсилення будівельних конструкцій, будівель та споруд.

Однак, даний напрямок лише розвивається, тому маємо достатньо перспектив для наукових досліджень для того щоб забезпечити будівельну галузь високоефективними новітніми матеріалами.

1. Кашицький В.П. Дослідження механічних властивостей епоксикомпозитних покриттів наповнених порошком цирконію / В.П. Кашицький, В.М. Малець, Т.В. Пупенко // Тези I міжнародної конференції "Системи розробки та постановки продукції на виробництво". – Суми, 2016. – С. 219-220.

2. Кашицький В.П. Дослідження властивостей високонаповнених епоксикомпозитів для корозійностійких підшипників ковзання / В.П. Кашицький, В.М. Малець, Е.К. Сейтасанова «Фізика і хімія твердого тіла. Стан досягнення і перспективи: Матеріали II Всеукраїнської науковопрактичної конференції молодих вчених та студентів» – Луцьк: РВВ ЛНТУ, 2012. – С. 84-86.

3. Малець В.М. Розробка технології формування епоксикомпозиційних покриттів з високодисперсними наповнювачами / В.М. Малець, П.П. Савчук, В.П. Кашицький // Сучасні енергетичні установки на транспорті, технології та обладнання для їх обслуговування: матеріали 5-ої міжнародної науково-практичної конференції. – Херсон: Херсонська державна морська академія, 2014. – С. 279-28.

4. ООО «Композит» // [Електронний ресурс] – режим доступу: [www.kompozit.com.ua](http://www.kompozit.com.ua)

5. Бабич, Є.М. Особливості роботи залізобетонних балок, підсилених полімерною композицією «Силор» / Є.М. Бабич, В.С. Довбенко // Будівельні конструкції: міжвід. наук.-техн. зб. наук. праць. – Київ: ДП НДІБК, 2011. – Вип. 74, кн. 2. – С. 19 – 27.

6. Бабич Є.М. Підвищення міцності залізобетонних балок полімерною композицією/ Є.М. Бабич, В.С. Довбенко // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). Вип. 4(39). Т.1 - 2013.- ПолтНТУ . – С. 11 – 19.

УДК 69:624.05

**МЕТОДИКА ФОРМУВАННЯ ЕФЕКТИВНИХ  
КОМПЛЕКТІВ СТІЛОВИХ КРАНІВ В УМОВАХ  
ОБМЕЖЕННЯ ТЕРМІНУ БУДІВНИЦТВА**

**METHOD OF FORMING EFFECTIVE SETS JIB CRANES IN  
CONDITIONS LIMITING THE CONSTRUCTION TERM**

**Іванейко І.Д., к.т.н., доцент (НУ "Львівська політехніка", м.Львів), Мудрий І.Б. к.т.н., доцент (НУ "Львівська політехніка", м.Львів), Олексів Ю.М., аспірант (НУ "Львівська політехніка", м.Львів)**

**Ivaneyko I.D., Ph.D., senior lecturer (National University of Lviv Polytechnic, Lviv), Mudryj I.B., Ph.D., senior lecturer (National University of Lviv Polytechnic, Lviv), Oleksiv Y.M., postgraduate student (National University of Lviv Polytechnic, Lviv)**

Запропонована методика дозволяє підібрати ефективний комплект стрілових кранів з мінімальною собівартістю виконання робіт в умовах обмеження терміну будівництва та визначає кількість типорозмірів кранів у комплекті і перерозподілу обсягів робіт між ними.

The article proposed method of forming effective sets jib cranes in conditions limiting the construction term based on purposeful decision effective option of technological solution with connection standard size of jib cranes and decision number standard size of jib cranes in the set. Established conditions and volumes of redistribution of works between cranes in the set and expedience engagement them to the object with limited number of combinations. The proposed method allows to find effective set of jib cranes with minimal cost execution of works in conditions limiting the construction term.

Ключові слова: крани, технологія зведення, базовий варіант.

Keywords: cranes, construction technologies, basic variant.

З практики організації будівництва відомо, що крани в більшості випадків використовувалися незадовільно, особливо при виконанні основних монтажних робіт. Так коефіцієнт середньозмінного використання баштових кранів становить 60-65%, з них на монтажі кран зайнятий не більше 40-45% свого робочого часу [1, 2]. Низькі показники використання монтажних кранів в будівельних організаціях за часом пояснюються рядом причин:

- незадовільне використання крана протягом доби;
- неправильний вибір необхідного типу крана;
- недоліки в організації виконання робіт;
- недоліки в організації обслуговування кранів;
- недостатній рівень контролю використання машин за часом та продуктивністю;
- недоліки в організації системи розрахунків при експлуатації машин;
- конструктивні недоліки застарілих моделей кранів;
- недосконалі конструкції вантажозахватних пристосувань;
- недостатня спеціалізація самохідних кранів;
- низький рівень поточних методів виконання монтажних робіт;
- застосування на монтажних процесах однотипних кранів.

При високому ступені технологічності, скорочених термінах монтажу будівель і нетривалому перебуванні кранів на об'єктах, особливо в умовах потокового будівництва житлових кварталів і масивів, велике значення має підвищення мобільності та транспортабельності кранів, скорочення термінів їх монтажу, демонтажу та перевезення.

Через наявність декількох важких і великогабаритних конструкцій у споруді виникає необхідність застосовувати важкий монтажний кран, який при монтажі інших конструкцій будівлі погано використовується за вантажопідйомністю. Для більшості проектів великопанельних житлових будівель передбачено використання баштових кранів за вантажопідйомністю на 20-30% [4]. Наприклад, у типовому проекті панельного будинку серії 1-480-1, загальна кількість збірних елементів складає 3430 шт., загальна вага будівлі-2454 т, максимальна вага збірного елемента-2,77 т, а середня-0,72 т. Коефіцієнт технологічності будівлі (відношення середньої ваги виробів до максимальної) складає всього 0,26. Коефіцієнт використання за вантажопідйомністю 3-тонних баштових кранів дорівнює 0,18, а 5-тонних -0,14 [2]. Витрати на



експлуатацію баштового крана, віднесені до одного квадратного метра житлової площі, при будівництві цього будинку будуть значно більшими, ніж при зведенні будинків за іншими проектами. При доведенні коефіцієнта технологічності великопанельних будинків до 0,5 можна знизити вартість експлуатації кранів приблизно в два рази. Підвищити ефективність зведення таких різномасових конструкцій дозволяє застосування на процесах зведення комплектів кранів.

Застосування на процесах зведення комплектів різнотипних кранів дозволяє знизити собівартість виконання робіт і тривалість будівництва. Ефективність застосування комплектів кранів при зведенні будівлі було розглянуто в роботі [5], в якій доведено, що:

- при застосуванні комплекту стрілових кранів різних типорозмірів, у порівнянні із застосуванням одного крану на даному об'єкті, приведені витрати зменшуються на 37 % ;

- при використанні комплекту кранів різної вантажопідйомності у порівнянні із застосуванням одного крану максимальної вантажопідйомності продуктивність зростає на 14% ;

- при зростанні кількості у комплекті кранів однієї вантажопідйомності збільшуються приведені витрати та знижується продуктивність, в порівнянні з комплектом який складається з машин різних типорозмірів;

- розподіл обсягів та організація робіт між кранами у комплекті впливає на продуктивність їх роботи;

- збільшення у комплекті кількості кранів різних типорозмірів підвищує усереднене значення використання крана за вантажопідйомністю;

- збільшення у комплекті кількості кранів одного типорозміру не змінює рівень використання вантажних характеристик кранів.

Саму методику формування таких комплектів кранів було запропоновано в роботі [6], але без врахування можливого обмеження, роботи таких комплектів машин, в часі.

Тому метою роботи є розробка принципів методики формування ефективних комплектів стрілових кранів в умовах обмеження терміну будівництва.

Формування ефективного комплекту стрілових кранів за директивним терміном зведення пропонується виконувати, прийнявши за базовий варіант комплект монтажних кранів. Термін завершення монтажних робіт комплектом різнотипних кранів

потоковим методом ведення робіт базового варіанта, визначається краном з найбільшою тривалістю перебування на об'єкті:

$$T_{\text{мон}} = \max\{ T_{ij}, \dots, T_{sj}, \dots, T_{nj} \} \quad (1)$$

де  $T_{\text{мон}}$  – загальний термін виконання робіт, який визначається краном з найбільшою тривалістю монтажу;  $ij, \dots, sj, \dots, nj$  – номери різнотипних розмірних груп, які застосовуються у комплекті для монтажу  $j$ -го об'єкту;  $T_{ij}, \dots, T_{sj}, \dots, T_{nj}$  – термін перебування на об'єкті кранів різнотипних розмірних груп.

При цьому термін завершення монтажу має задовольняти умову:

$$T_D \geq T_{\text{мон}} \quad (2)$$

де  $T_D$  - директивний термін виконання монтажних робіт.

Для конструктивного рішення в якому не виконується умова (2), слід розробити методику з вибору кранів за кількістю та розподілом обсягів робіт між ними.

Формування ефективного комплекту кранів з виконанням робіт у визначені терміни виконується у такій послідовності:

- 1) вибір кількості бригад для виконання робіт;
- 2) вибір раціональних різнотипних типорозмірів кранів за експлуатаційними витратами;
- 3) вибір однотипних типорозмірів кранів для виконання робіт у заданий термін будівництва за експлуатаційними витратами;
- 4) вибір різнотипних типорозмірів кранів за витратами при переміщенні його на об'єкт;
- 5) визначення ефективного комплекту кранів за загальними витратами.

Вихідними даними для виконання етапу є:

- конструктивне рішення об'єкту;
- перелік машин, які можуть бути застосовані на цьому об'єкті;
- можливість розташування декількох кранів на майданчику будівництва.

ЕТАП 1. Вибір кількості бригад для виконання робіт.

Трудомісткість виконання робіт для визначеного конструктивного рішення визначається як:

$$Q_i^{заг} = \sum_{i \min}^{i \max} V_i H_q \quad (3)$$

де  $Q_i^{заг}$  - трудомісткість  $i$ -х розмірних груп комплекту кранів на об'єкті;  $V_i$  - обсяг робіт по  $i$ -й розмірній групі;  $H_q$  - норма часу на виконання одиниці об'єму робіт.

Мінімальна кількість бригад для визначеного обсягу робіт та встановленого директивного терміну виконання робіт визначається:

$$n_{бр} \geq \frac{Q_i^{заг}}{T_D} \quad (4)$$

де  $n_{бр}$  - мінімально необхідна кількість бригад для виконання робіт у директивний термін.

Дана формула встановлює необхідну кількість бригад для виконання робіт у директивний термін, а кількість кранів у комплекті для зведення об'єкту може бути більшою отриманого значення [7].

ЕТАП 2. Вибір раціональних різнотипних типорозмірів кранів за експлуатаційними витратами визначаються при досягненні мети:

$$\sum_{i=1}^n C_{мгi} \rightarrow \min \quad (5)$$

де  $n$  – необхідна кількість кранів для виконання обсягів робіт у відповідності з технічними характеристиками;  $C_{мгi}$  – експлуатаційні витрати роботи для  $i$ -го крана.

У відповідності з попередніми дослідженнями [7], для визначеного конструктивного рішення, досягти екстремум функції (5), як правило можливо, при відповідності значень моментів стрілових кранів та монтажних елементів. Вибір кранів за технічними характеристиками для монтажних елементів відповідає зниженню експлуатаційних витрат, за виключенням застарілих типорозмірів кранів (вартість експлуатаційних витрат крана КС 2661К вища КС 3571А).

ЕТАП 3. Вибір раціональних однотипних типорозмірів кранів для виконання робіт у заданий термін будівництва за експлуатаційними витратами досягається при невиконанні умови:

$$Q_{kj} > T_D \quad (6)$$

$Q_{kj}$  - трудомісткість виконання робіт краном k-го типорозміру вибраного у відповідності з його технічними характеристиками.

Для кранів у яких залежність (6) виконується підбираються кількість однотипних кранів:

$$m_k = \frac{Q_{kj}}{T_D} \quad (7)$$

$m_k$  - необхідна кількість кранів для виконання робіт у задані терміни будівництва за експлуатаційними витратами.

ЕТАП 4. Вибір різнотипних типорозмірів кранів за витратами при переміщенні його на об'єкт.

Крани вищих розмірних груп для виконання процесу монтажу можуть мати менші одноразові витрати і як результат меншу собівартість виконання робіт. З урахування цього для кожного j-го майданчику, визначається кількість кранів при забезпеченні можливості їх заміни нижчих розмірних груп на вищі. Для реалізації даної закономірності виконується порівняння одноразових витрат всіх типорозмірів кранів. Додаткові крани для розрахунку даної розмірної групи включаються при умові менших витрат на об'єкт будівництва:

$$E_{ji} > E_{j(i+1)} \quad (8)$$

де  $E_{ji}$  – одноразові витрати i-го крана на j-ї об'єкті;  $E_{j(i+1)}$  – одноразові витрати (i+1)-го крана(вищої розмірної групи) на j-му об'єкті.

У комплекті найбільша кількість замін кранів досягається при умові зростаючих одноразових витрат із зменшенням його типорозміру.

Кран, використання якого є обов'язковим для подальших процесів, приймається до розгляду з початковою нульовою величиною одноразових витрат та включається у відповідну групу на об'єкті будівництва. З нульовими витратами приймаються раціональні різнотипні крани вищих груп, які використовуються для заміни однотипних кранів для досягнення терміну будівництва.

ЕТАП 5. Формування ефективного комплекту кранів за критерієм мінімум собівартості виконання робіт виконується

поетапно для комплекту з експлуатаційно вигідними кранами для виконання робіт у заданий термін будівництва:

А. Для заміни експлуатаційно вигідних кранів кранами з меншими витратами при переміщенні його на об'єкт;

Б. Заміну однотипних кранів кранами експлуатаційно вигідними для даного об'єкта вищих груп;

В. Виключення з переліку комплекту кранів з недостатніми обсягами робіт.

А. Для крану за експлуатаційними витратами у якого є кран вищої розмірної групи з меншими одноразовими витратами визначається необхідність його заміни при виконанні умови:

$$C_{ji}T_{ji} + E_{ji} > C_{j(i+1)}T_{ji} + E_{j(i+1)} \quad (9)$$

де  $T_{ji}$  – терміни виконання процесу на  $j$ -му об'єкті краном  $i$ -го типорозміру (за термінами менші  $T_D$ );  $C_{ji}$  та  $C_{j(i+1)}$  – експлуатаційні витрати кранів типорозміру  $i$ -го за експлуатаційними та  $(i+1)$ -го за одноразовими витратами для виконання робіт на  $j$ -му об'єкті.

Для типорозміру кранів, де використовується декілька однотипних кранів терміни приймаються змінні.

Б. Заміну однотипних кранів кранами експлуатаційно вигідними для даного об'єкта вищих груп виконують при умові:

$$\Delta T = \sum_{k=i+1}^n T_D - T_{jk} > T_{ji} \quad (10)$$

Сама заміна однотипного крану краном експлуатаційно вигідним для даного об'єкта вищих груп здійснюється при виконанні умови:

$$C_{ji}T_{ji} + E_{ji} < C_{j(i+1)}T_{ji} \quad (11)$$

$C_{j(i+1)}$  – собівартість виконання робіт краном вищої розмірної групи  $(i+1)$  за експлуатаційними витратами.

В. Виключення з переліку комплекту кранів з недостатніми обсягами робіт.

Для кранів з недостатнім обсягом робіт, слід вилучати крани нижчих розмірних груп при виконанні умови:

$$E_{ji} > (C_{j(i+1)} - C_{j(i)})T_{ji} \quad (12)$$

Запропонована методика формування ефективних комплектів стрілових кранів в умовах обмеження терміну будівництва базуються на основі:

– цілеспрямованого (з використанням методу скорочення інтервалу оптимізації) визначення ефективного варіанту технологічного рішення у взаємозв'язку з типорозмірами стрілових кранів;

– визначення допустимої кількості типорозмірів кранів у комплекті і перерозподілу обсягів робіт між ними, доцільність залучення їх на об'єкт з обмеженням кількості комбінацій.

Сформована методика дозволить підібрати ефективний комплект стрілових кранів з мінімальною собівартістю виконання робіт в умовах обмеження терміну будівництва.

1. Канюка Н.С. Комплексная механизация трудоемких работ в строительстве / Н.С. Канюка, А.В. Резуник, А.Л. Новацкий. – К.: Будівельник, 1981. – 232 с.

2. Ушацький С.А. Організація будівництва / С.А. Ушацький, Ю.П. Шейко, Г.М. Тригер та ін.. - К.: Кондор, 2007. - 521 с..

3. Черненко В.К. Технологія монтажу будівельних конструкцій / В.К. Черненко, О.Ф. Осіпов, Г.М. Тонкачев та ін.. – К.: Горобець Г.С., 2010. – 372 с.

4. Спектор М.Д. Выбор оптимальных вариантов организации и технологии строительства / М.Д. Спектор. – М.: Стройиздат., 1980. – 159 с.

5. Вплив обсягу та рівня складності робіт на необхідну вантажопідйомність стрілового крана / І. Б.Мудрий // Вісн. Донбас. нац. акад. буд-ва і архіт. — Макіївка, 2010. — Вип. 3(83): Технологія, організація, механізація та геодезичне забезпечення будівництва. -С. 25-29.

6. Малооб'ємні роботи при застосуванні стрілових кранів / І. Д. Іванейко, І. Б. Мудрий // Геодезія, архітектура та будівництво: матеріали ІV Міжнар. конф. молодих вчен. ГАС- 2011, 24–26 листопада. 2011р., Україна, Львів — Л. : Вид-во Львів. політехніки, 2011. — С. 80–81.

7. Іванейко І.Д., Мудрий І.Б., Олексів Ю.М. Формування та ефективність технологічних конструктивних рішень стрічкових фундаментів зведених із-за меж котловану. //Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. Зб. наук. праць. -Львів: ЛНТУ, 2015.-вип.3.-С. 79-92.

УДК 624.21.004.69

## **РОЗРАХУНОК ПІДСИЛЕННЯ ПЕРЕКРИТТЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЮ КОНСТРУКЦІЮ**

### **CALCULATION OF SLABS STRENGTHENING BY COMPOSITE STEEL CONCRETE CONSTRUCTION**

**Іваник І.Г., к.т.н., доцент (Національний університет "Львівська політехніка", м. Львів), Вибранець Ю.Ю., к.т.н., асистент (Національний університет "Львівська політехніка", м. Львів), Віхоть С.І., к.т.н., асистент (Національний університет "Львівська політехніка", м. Львів)**

**Ivanyk I.G., Ph.D., Associate Professor (National University "Lviv Polytechnic", Lviv), Vybranets Yu.Yu., Ph.D., assistant (National University "Lviv Polytechnic", Lviv), Vikhot S.I., Ph.D., assistant (National University "Lviv Polytechnic", Lviv)**

Розроблений розрахунок залізобетонного деформованого перекриття з використанням математичної моделі на основі рівнянь статички та нерозривності деформацій з врахуванням фізичної нелінійності дав можливість запроєктувати і виконати підсилення перекриття як комбінованих сталезалізобетонних конструкцій.

Developed calculation of deformed concrete slabs with the mathematical models based on equations of statics and the continuity of the deformation with account of physical nonlinearity gave the possibility to design and perform the strengthening of the slab as composite steel concrete structures.

Results of the conducted theoretical researches established that the calculation of the composite structures such as steel and concrete, with the three-dimensional work shows that the reserve of the bearing capacity in comparison with the calculation in the three-dimensional work is 17%.

Ключові слова: комбіновані системи, рівняння зусиль і переміщень, лінійні алгебраїчні рівняння.

Keywords: combined system, equation efforts and displacements, linear algebraic equations.

Комбіновані сталезалізобетонні конструкції представляють собою просторові системи, точний розрахунок яких є складним. Зазвичай, їх розраховують, розділяючи просторові конструкції на ряд плоских систем.

В залежності від величини напружень стиску, які виникають в залізобетонній плиті, розрізняють декілька розрахункових випадків роботи об'єданого перерізу. Основною розрахунковою схемою об'єданого перерізу є пружна його робота, яка основана на гіпотезі плоских перерізів і пропорційності напружень і деформацій [2]. Дану розрахункову схему приймають в усіх випадках, коли найбільші напруження в плиті не перевищують розрахункового опору бетону на стиск. Її використовують також для визначення деформацій об'єднаних конструкцій.

Аналіз роботи комбінованих металевих конструкцій ще на стадії їх проектування дає можливість досягнути шляхом оптимізаційних розрахунків значної економії в витратах матеріалів [1], [3]. Ефект зменшення витрат матеріалів стає більшим при поєднанні в сумісній роботі металевих комбінованих конструкцій і залізобетонної плити в умовах регулювання зусиль.

Пропонується комплекс розрахунково-конструктивних і технологічних рішень на прикладі підсилення залізобетонного перекриття (рис.1, а), яке за період експлуатації отримало понаднормові прогини (більше 6 см). Прийняті рішення дозволили раціонально сформувати напружено-деформований стан в перерізах сталезалізобетонних систем, з яких утворюється конструкція перекриття (рис.1, б, в).

При розробці робочого проекту підсилення спеціалістами кафедри «Будівельне виробництво» Національного університету «Львівська політехніка» було запропоновано для влаштування комплексу підсилення деформованого залізобетонного перекриття з використанням комбінованих сталезалізобетонних конструкцій. Перед виконанням робочого проекту на підсилення було виконано детальне технічне обстеження. Будівля напівкаркасна і представляє собою трьохповерховий прямокутний в плані будинок, розмірами 50x20 м.



Остов будівлі складають цегляні поздовжні та поперечні стіни товщиною 51 см та проміжні цегляні колони перерізом 64x64 см. Висота поверху становить 3,3 м. Крок колон по буквених осях становить 5.5 м. Колони, які мали недостатню несучу здатність, були підсилені металевими обоймами з кутиків, зв'язаних між собою пластинами (рис.3). Товщина залізобетонного перекриття складає 10 см. Залізобетонне перекриття по контуру опирається на сталеві двотаврові балки №45 і на крайні цегляні стіни.

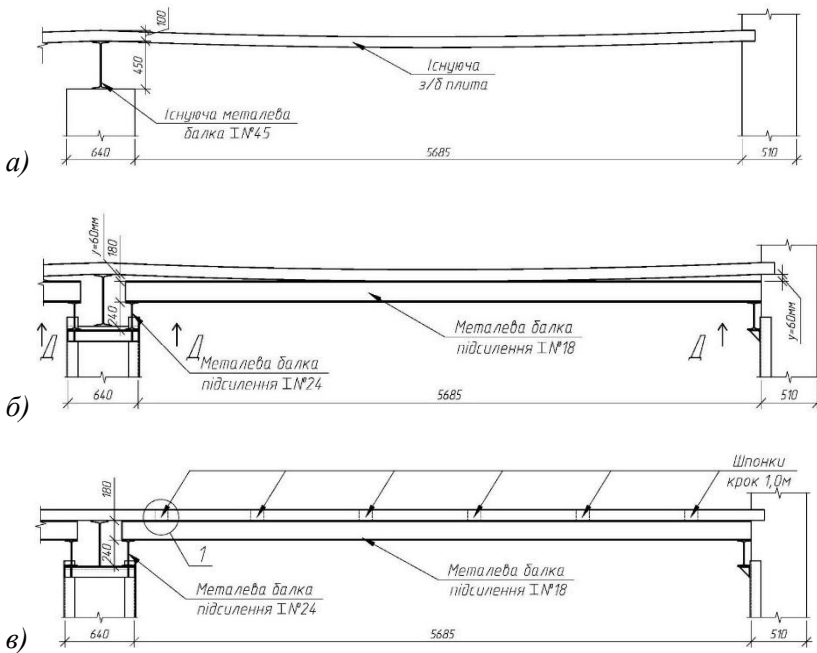


Рис.1. Схеми підсилення залізобетонного перекриття: а) – вигляд залізобетонного перекриття до підсилення; б) – влаштування підсилення сталевими балками; в) – забезпечення сумісної роботи залізобетонної плити і сталеві балки

В ході проведеного технічного обстеження встановлено, що залізобетонне перекриття по всій площі будівлі знаходиться в деформованому стані. Прогини в середній частині становлять до 6 см. Клас бетону – С12/15. Армура сіток – діаметром 12 мм класу А400С з кроком 150x150 мм. Бетон недостатньо провібрований, а захисний шар армури не відповідає конструктивним вимогам.

Практично по всій нижній поверхні залізобетонного перекриття виникли тріщини шириною розкриття понад 0.3 мм – в конструкції залізобетонної плити виникли нелінійні деформації.

Регулювання зусиль в комбінованій сталезалізобетонній конструкції забезпечується сумісною взаємодією залізобетонної та сталеві частин. Разом з тим, регулювання напружено-деформованого стану доцільно здійснити одночасно технологічним методом, тобто постадійним включенням в роботу різних частин конструкцій [5].

Розроблена методика розрахунку комбінованих сталезалізобетонних конструкцій передбачає в рівняннях нерозривності деформацій зв'язок між згинальними моментами, поздовжніми силами й вертикальними переміщеннями з врахуванням фізичної нелінійності в конструкції залізобетонної плити перекриття (рис.2).

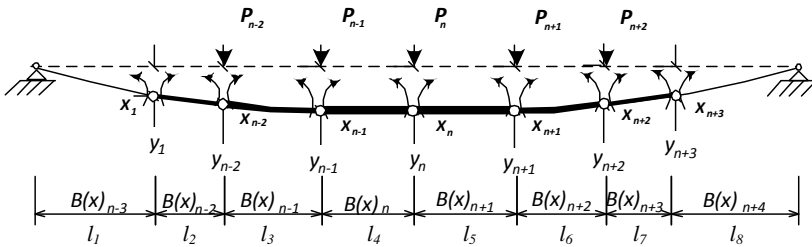


Рис.2. Вісь залізобетонної плити перекриття в деформованому стані.

У випадку зміни положення нейтральної осі рівняння нерозривності деформацій матимуть вигляд:

$$\delta_{n-2} X_{n-2} + \delta_{n-1} X_{n-1} + \delta_n X_n + \delta_{n+1} X_{n+1} + \delta_{n+2} X_{n+2} +$$

$$+ \frac{y_{n-1} + y_{n-1}'}{l_{n-1}} - \frac{(y_n + y_n')(l_{n-1} + l_n)}{l_{n-1} * l_n} + \frac{(y_{n+1} + y_{n+1}')}{l_n} = 0 \quad , \quad (1)$$

де  $y_{n-2}'$ ,  $y_{n-1}'$ ,  $y_n'$ ,  $y_{n+1}'$ ,  $y_{n+2}'$  – відомі величини вертикальних переміщень характерних вузлів конструкції.

Після математичних операцій рівняння нерозривності деформацій матимуть вигляд:

$$\delta_{n-2} X_{n-2} + \delta_{n-1} X_{n-1} + \delta_n X_n + \delta_{n+1} X_{n+1} + \delta_{n+2} X_{n+2} + \quad (2).$$

$$+ \frac{y_{n-1}}{l_{n-1}} - \frac{y_n(l_{n-1} + l_n)}{l_{n-1} * l_n} + \frac{y_{n+1}}{l_n} = - \frac{y_{n-1}'}{l_{n-1}} + \frac{y_n'(l_{n-1} + l_n)}{l_{n-1} * l_n} - \frac{y_{n+1}'}{l_n}$$

Тривалі деформації бетону викликали перерозподіл внутрішніх зусиль в перерізах між існуючими металевими балками і залізобетонною плитою і, як наслідок, зміну напружень в них. У статично невизначній системі тривалі деформації бетону, крім того, викликали зміну зайвих невідомих і, отже, розрахункових зусиль в перерізах.

Окрім напруження від тривалих деформацій бетону, в об'єднаному перерізі виникли також додаткові напруження від різниці температур залізобетонної плити і металевої конструкції, що викликані різкими коливаннями температури зовнішнього повітря. У статично невизначних конструкціях температурні дії можуть викликали і зміну зусиль в системі. Зміна зусиль в перерізах статично невизначних систем від тривалих деформацій бетону і температурних впливів враховується в розрахункових величинах згинальних моментів.

Враховуючи вище вказані фактори, коефіцієнти при невідомих рівнянь (1), (2), наприклад, запишуться у вигляді:

$$\delta_{n,n-1} = \frac{l_{n-1}}{6 * B(x_{n-1})} + \frac{l_n}{6 * B(x_n)} \quad (3)$$

Вираз кривизни і жорсткості з врахуванням пружно-пластичних моментів опору має вигляд:

$$B(x_i) = h_0 z_1 / \left[ \frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \zeta) \nu E_b b h_0} \right]. \quad (4)$$

Отриманий в ході лінійного розрахунку вектор перерозподілу зусиль і переміщень в вузлах комбінованої системи формує матрицю податливості для наступного розрахунку.

Розв'язок системи рівнянь дозволяє знайти необхідні оптимальні геометричні параметри балки жорсткості комбінованої конструкції, в тому числі з врахуванням зміни положення центру ваги, через який проходить нейтральна вісь перерізу при роботі

комбінованої балки жорсткості на згин від першої частини постійного навантаження [4].

Напруження, які виникають в перерізі внаслідок перерозподілу внутрішніх зусиль між бетоном і металом, визначають, підсумовуючи напруження від першої і другої стадій роботи конструкції. Напруження на краях перерізів металеві балки виражаються у вигляді:

$$\sigma_B = \frac{M^I}{W_{BS}} + \frac{M^{III}}{W_B} - \left( \frac{S_b}{W_B} + \frac{A_b}{A} \right) R_b \leq R, \quad (5)$$

$$\sigma_B = \frac{M^I}{W_{HS}} + \frac{M^{III}}{W_B} - \left( \frac{S_b}{W_H} + \frac{A_b}{A} \right) R_b \leq R, \quad (6)$$

де  $A$ ,  $W_H$  і  $W_b$  — площа і моменти опору в металевій частині перерізу, включаючи і поздовжню арматуру плити.

Між залізобетонною плитою і металевією конструкцією при їх спільній роботі виникають зсувні зусилля. Зусилля зсуву від постійного навантаження повинне бути підраховане з врахуванням впливу повзучості бетону.

У статично невизначних системах необхідно також враховувати зміни поперечної сили в перерізі, що виникають від впливу змін температури, повзучості і усадки бетону.

Погонне зусилля зсуву між плитою і металевією частиною перерізу знайдено за формулою:

$$T_0 = \frac{Q^{III} S_{sb}^{II}}{I_{sb}^{II}} + \frac{Q^{IB} S_{sb}}{I_{sb}}, \quad (7)$$

де  $Q^{II}$  — поперечна сила в даному перерізі від другої частини постійного навантаження, що діє на об'єднаний переріз;  $Q^{IB}$  — поперечна сила від тимчасового навантаження;  $I_{sb}$ ,  $S_{sb}$  — момент інерцій і статичний момент поперечного перерізу плити відносно осі об'єднаного перерізу, з врахуванням впливу повзучості бетону;  $I_{cm6}$ ,  $S_{cm6}$  — момент інерції і статичний момент поперечного перерізу плити відносно осі об'єднаного перерізу при звичайному співвідношенні модулів пружності металу і бетону.

В ході проектування розрахована на міцність конструкція анкерного упору і прикріплення його до верхнього поясу металевієї конструкції (рис.3). По довжині балок упори розміщені на рівних відстанях.

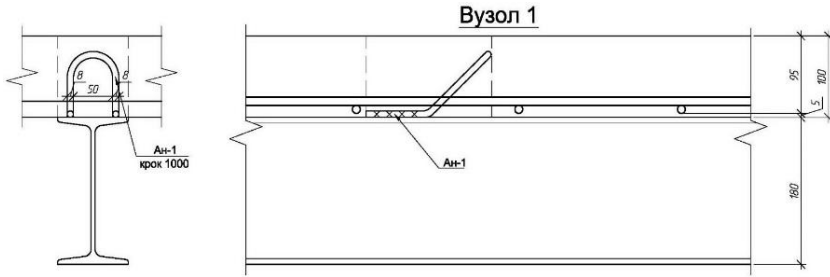


Рис.3. Вузол стику залізобетонної плити і сталеві балки з використанням анкерів

Згідно проведених теоретичних досліджень, розробленої методики та програмного комплексу з розрахунку конструкцій такого типу для підсилення деформованого перекриття використані сталі двотаврові балки №18 (рис.4). По поздовжніх внутрішніх осях влаштовані головні несучі балки з двотаврів №24, які обперті на сталі кутикові обійми та пристінні сталі колони.



Рис.4. Влаштування комбінованого сталезалізобетонного перекриття

Двотаврові сталі балки №18 при монтажі заведені на одну з головних балок, а вільний кінець балки піддомкочувався з влаштуванням його в проектне положення. По довжині балки в залізобетонній плиті влаштовувались отвори, через які до верхньої полиці балки приварювались анкерні стержні (рис. 3). Отвори заповнювались бетоном класу С20/25 (рис. 1, б).

За результатами проведених теоретичних досліджень встановлено, що розрахунок комбінованої конструкції як сталезалізобетонної з врахуванням просторової роботи показує, що резерв несучої здатності в порівнянні з розрахунком в двохосьному напруженому стані становить 17%.

1. Віхоть С.І. Міцність і деформативність комбінованих металевих конструкцій з урахуванням раціонального проектування: автореф. дис. канд. техн. наук /С.І. Віхоть – Львів, 2015. – 20 с.

2. ДБН В.2.6-160:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення (Текст): чинний з 2011-09-01. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011. - 55 с.

3. Кваша В.Г., Іваник І.Г. Інженерний метод просторового розрахунку плитно-ребристих залізобетонних систем. Проблеми теорії і практики залізобетону / В.Г.Кваша, І.Г.Іваник// Ювілейна науково-технічна конференція, присвячена 100-річчю від дня народження д.т.н., проф.. М.С.Торяника: зб. наук. статей. - Полтавський ДТУ ім. Кондратюка.- Полтава, 29-31 жовтня 1997 р. – с.186-189.

4. Іваник І.Г. Дослідження напружено-деформованого стану сталезалізобетонних конструкцій при зміні положення пружної осі [Текст] /І.Г.Іваник, Ю.Ю. Вибранець, Ю.І. Іваник // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону, Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць. – Київ ДП НДІБК, 2013. – Вип. 78, книга 1. – с. 165-169.

5. Іваник І.Г. Теоретичні дослідження напружено-деформованого стану комбінованих статично-невизначених металевих конструкцій [Текст] /І.Г.Іваник, С.І.Віхоть, Ю.Ю.Вибранець// Вісник національного університету Львівська політехніка «Теорія і практика будівництва». – Львів, 2008. № 627. – с. 106-111.

УДК 666. 97:620. 169

## **ЗАПОВНЮВАЧІ ДЛЯ БЕТОНУ І ВЗАЄМОДІЯ ЇХ З ВОДОЮ**

### **FILLERS FOR CONCRETE AND INTERACTION WITH THEIR WATER**

**Коверніченко Л.М., к.т.н, доцент, ДВНЗ "Криворізький національний університет"**

**Kovernichenko LM, Ph.D., associate professor, State Pedagogical University "Krivoy Rog National University"**

Не менш важливою умовою є відсутність хімічних взаємодій між рідиною і твердими часточками. Будучи гетерогенною полідисперсною системою, окремі компоненти твердої фази по-різному відносяться до різних рідин. Будь-які рідини здатні їх розчиняти з різним ступенем інтенсивності.

Equally important is the absence of chemical interactions between the liquid and solid particles. Being a heterogeneous polydisperse system, the individual components of the solid phase differ in different ways from different liquids. Any liquids can dissolve them with varying degrees of intensity. Water dissolves mineral salts and mobile fractions of humic acids. Dissolution is accompanied by a change in the initial density of the solvent. If, for the liquid is taken water, then the ions passing into the solution hydrate. The thickening of water molecules around the ions causes a variable density of water in the volume, causing distortion of the results of measuring the volume of the solid phase in the direction of decrease. The distortion indicated is the greater, the higher the solubility of the solid phase.

**Ключові слова:** заповнювачі, бетон, вода, хімічний, фізико-хімічний, фізико-механічний зв'язок

**Key words:** fillers, concrete, water, chemical, physico-chemical, physical-mechanical connection

Зміна вологісного стану бетону зв'язана зі зміною всіх його властивостей, наприклад, зволоження бетону знижує його міцність на 20-40%. Це явище можна пояснити дією таких чинників: розм'якшення деяких кристалогідратів при поглинанні води, частковим розчиненням і виносом їх (корозія 1-го виду); появою тиску, що розклинає, у мікропорах і мікро щілинах унаслідок адсорбційного ефекту; зняттям менісків, що зміцнюють, у мікропорах і мікро капілярах.

Метою являється дослідження взаємодії заповнювачів у бетоні з водою. Будучи гетерогенною полідисперсною системою, окремі компоненти твердої фази по-різному відносяться до різних рідин. Будь-які рідини здатні їх розчиняти з різним ступенем інтенсивності. Вода розчиняє мінеральні солі і рухливі фракції гумінових кислот. Розчинення супроводжується зміною первісної щільності розчинника. Якщо, за рідину узята вода, то перехідні в розчин іони гідратизуються.

Для визначення взаємодії заповнювачів з водою було розглянуто зв'язки вологи з матеріалом. Вологу, що утримується в бетоні, звичайно класифікують по розміру енергії її зв'язку з його складовими. Узагалі, розрізняють три великі групи зв'язку вологи з матеріалом: хімічну, фізико-хімічну, фізико-механічну. Хімічний зв'язок води в бетоні в результаті хімічних реакцій гідратації цементу здійснюється в точних кількісних стехіометричних співвідношеннях. Фізико-хімічно (адсорбційно) зв'язана вода присутня на гідратних оболонках кристалів. Причина виникнення цього зв'язку - наявність силових полів атомно-молекулярної природи. Найбільше міцно зв'язаний мономолекулярний прошарок води. Наступні прошарки утримуються із силою, що слабшає.

Процеси, зв'язані зі збільшенням утримання вологи або її видалення з бетону, неминуче супроводжуються накопиченням або витратою енергії, що залежить від відновлення або порушення зазначених раніше форм зв'язку води з бетоном.

Розв'язання даної задачі складає актуальність роботи. Процеси, зв'язані зі збільшенням утримання вологи або її видалення з бетону, неминуче супроводжуються накопиченням або витратою енергії, що залежить від відновлення або порушення форм зв'язку води з бетоном.



Будучи гетерогенною полідисперсною системою, окремі компоненти твердої фази по-різному відносяться до різних рідин. Будь-які рідини здатні їх розчиняти з різним ступенем інтенсивності. Вода розчиняє мінеральні солі і рухливі фракції гумінових кислот. Розчинення супроводжується зміною первісної щільності розчинника. Якщо, за рідину узята вода, то перехідні в розчин іони гідратизуються.

Цементний камінь, який на тривалий час поміщено у воду, набрякає. Припускають, що останнє обумовлено посиленням процесів гідратації й розвитком осмотичного тиску в гелевидних масах. Вони викликають не тільки набрякання, але і розірвання гелевих оболонок, окремі частинки яких, розміщаючись між стичними зернами цементу, розсовують їх. Показники набрякання цементного каменю у воді, звичайно, тим більше, чим менше водоцементний фактор. Через декілька років набрякання звичайно припиняється.

Перша умова, що визначає успішність аналізу, - явище змочування рідиною всієї поверхні часток. Неповне змочування веде до завищення шуканого показника об'єму узятого для аналізу навішення за рахунок порожнеч на границі зіткнення фаз, заповнених повітрям. Цьому сприяє нерівна поверхня часток.

Фізична сутність змочування розкривається в молекулярній взаємодії рідини з поверхнею твердого тіла на границі зіткнення трьох фаз. У процесі змочування повітря витісняється і рідина входить у безпосередній контакт із поверхнею твердої фази.

Вологу, що утримується в бетоні, звичайно класифікують по розміру енергії її зв'язку з його складовими. Узагалі, розрізняють три великі групи зв'язку вологи з матеріалом: хімічну, фізико-хімічну, фізико-механічну.

Хімічний зв'язок води в бетоні в результаті хімічних реакцій гідратації цементу здійснюється в точних кількісних стехіометричних співвідношеннях. Кількість хімічно зв'язаної води залежить від мінералогічного складу в'язучого. Орієнтоване хімічне утримання води в  $1 \text{ м}^3$  зрілого бетону

$$B_x = C(0,199 n_{C_3S} + 0,152 n_{C_2S} + 0,561 n_{C_3A} + 0,178 n_{C_4AF}) \quad (1)$$

де  $C$  - утримання цементу в  $1 \text{ м}^3$  бетону;  $n_{C_3S}, n_{C_2S}, n_{C_3A}, n_{C_4AF}$  - відносне утримання у клінкері відповідно мінералів  $C_3S, C_2S, C_3A, C_4AF$ , ( $\sum n_i = 1$ ).

При необхідності розрахунку вологісних полів бетону хімічне зв'язування води варто враховувати як розподілене по обсязі тіла внутрішнє стікання вологи. При звичайних температурах ця волога не може брати участь у процесах вологообміну із зовнішнім середовищем. Вона може бути віддалена в результаті хімічного впливу або прожарювання. [1]

Фізико-хімічно (адсорбційно) зв'язана вода присутня на гідратних оболонках кристалів. Причина виникнення цього зв'язку - наявність силових полів атомно-молекулярної природи. Найбільше міцно зв'язаний мономолекулярний прошарок води. Наступні прошарки утримуються із силою, що слабшає. Такий полімолекулярний прошарок адсорбційної води складає приблизно декілька сотих діаметрів водяних молекул. Адсорбційно-зв'язана вода володіє певними властивостями, що відрізняють її від звичайної води. Так, унаслідок підвищеної щільності, ця вода має властивості пружного тіла і виконує розклинюючу дію. Адсорбційний зв'язок води в бетоні відноситься до числа зв'язків середньої інтенсивності, що можуть бути зруйновані десорбцією й випаром, проте для цього потрібно визначений час.

Фізико-механічний зв'язок у бетоні виникає завдяки капілярним силам (у мікрокапілярах) і здійснюється чисто механічно (у макрокапілярах). Ця вода легко віддалиться випаром або штучним створенням тиску більше капілярного (наприклад, вакуумуванням).

Процеси, зв'язані зі збільшенням утримання вологи або її видалення з бетону, неминуче супроводжуються накопиченням або витратою енергії, що залежить від відновлення або порушення зазначених раніше форм зв'язку води з бетоном.

Фізичні деформації набрякання називають іноді власними деформаціями на відміну від тих, що виникають у тілі цементного каменя або бетону під дією зовнішніх сил.

Аналізовані тут процеси набрякання не варто змішувати зі збільшенням його обсягу, що викликається гідратацією окису кальцію або магнію, а також утворенням еттрингіту.

Як уже відзначалося, якщо цементний камінь або бетон, вологість якого відповідає відносній вологості навколишнього середовища, помістити в середовище з більш високою вологістю, то він продовжує поглинати пари води, поки не установиться нова рівноважна вологість. Цей процес супроводжується збільшенням обсягу - набряканням. Якщо воложити цілком висушений зразок цементного каменю, то процес починається із заповнення вологою гелевих пір і капілярів, а також проміжків між площинами кристалічної решітки.

При обмиванні бетону прісною (із малою тимчасовою жорсткістю) водою або фільтрації такої води через нього спостерігається його руйнація, яка отримала назву - корозія 1-го виду. Цей вид корозії обумовлено розчинністю окремих компонентів цементного каменю. Корозія бетону 1-го виду спостерігається в бетоні різноманітних споруджень: конструкції гідротехнічних споруджень, стіни шлюзів, бетонні труби й лотки для відведення поверхневих вод, тунельні оздоблення й ін.

Мінерали цементного каменю (гідросилікати, гідроалюмінати й гідроферити) можуть стійко існувати у твердій фазі тільки в тому випадку, коли концентрація  $Ca(OH)_2$  у воді, яка знаходиться у бетоні, залишається вище визначеної рівноважної для даного мінералу концентрації.

У початковій стадії дії прісної (із малою тимчасовою жорсткістю) води на бетон концентрація  $Ca(OH)_2$  залишається рівною концентрації насиченого розчину (при температурі 20°C - 1,18 гр/л у розрахунку на  $CaO$ ) у результаті розчинення вапна, що знаходиться у твердій фазі. Маса вільного вапна в портландцементному камені складає в 3-місячному віці біля 15% маси цементу. Після розчинення й виносу усього вільного вапна його концентрація у граничному обсязі бетону відновлюється внаслідок переходу в рідку фазу кальцію, хімічно зв'язаного в мінералах цементного каменю.

Вапно у твердій фазі, гідросилікати, гідроалюмінати, гідроферити визначають міцність кристалізаційних контактів у цементному камені.

Тому вилуджування вапна - розчинення  $Ca(OH)_2$ , що знаходиться у твердій фазі, розкладання інших з'єднань з утворенням гелю, що не володіє в'язучими властивостями, знижує міцність цементного каменю в бетоні і, як наслідок, самого бетону.

Явище змочування характеризується величиною кута змочування і поверхнею натягу.

Якщо на гладку тверду поверхню помістити краплю якої-небудь рідини, то під впливом молекулярних сил, що діють між твердим тілом і рідиною, тобто адгезійних сил, і сил, що діють усередині рідини, тобто когезійних сил, зазначена крапля буде мати різну форму, або ж розтечеться. Когезійні сили прагнуть додати краплі велику форму. Адгезійні сили, навпаки, обумовлюють притягання рідини до твердої поверхні. Та частина поверхні краплі, що стикається з гладкою поверхнею твердого тіла, утворить у розрізі пряму. Інша частина утворить криву. Кут усередині рідини між площиною розділу твердої і рідкої фаз, і дотичної, минаючі через крапку, де крива перетинає площину, і називається кутом змочування.

Кут змочування визначається формулою:

$$\cos \theta = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} - 1. \quad (2)$$

де  $\sigma_1$  - робота адгезії;  $\sigma_2$  - робота когезії.

З приведеної формули виявляється, що кут змочування визначається відношенням адгезії рідини до твердого тіла і когезією самої рідини. Якщо зазначені когезійні і адгезійні сили рівні, або ж когезійні сили перевищують адгезійні, то тверда поверхня не змочується рідиною і дорівнює  $90^\circ$ , або має більшу величину. Явище змочування має місце при значенні менше  $90^\circ$ . При повному змочуванні дорівнює  $0^\circ$ .

Як відомо з фізики поверхонь, робота когезії в рідині є функцією вільної поверхневої енергії і знаходить математичне вираження через показник «поверхневого натягу». Чим більше значення має  $\theta$ , тим менше поверхневий натяг рідини. Тільки абсолютно чиста поверхня скла змочується деякими рідинами повністю. У всіх інших випадках змочування неповне. Краще змочує та рідина, поверхневий натяг якої на границі з твердою

стілкою судини незначне. Поверхневий натяг залежить також від наявності електромагнітних полів. Так, установлено, що під впливом магнітного поля змочуваність твердих тіл водою знижується.

У аналізі, аналітик завжди зіштовхується з явищем поглинання повітря і газів досліджуваним навішенням зразка.

- 1) адсорбція - згущення газу на твердій поверхні;
- 2) абсорбція - поглинання газу за рахунок дифузії в масу твердого тіла;
- 3) хемосорбція - хімічна взаємодія з твердим тілом;
- 4) капілярна конденсація - поглинання пари в результаті її конденсації в порах твердого тіла.

У природних умовах поровий простір зайнято водою і повітрям. При цьому поверхня часток завжди покрита водою. Молекули повітря в безпосередній контакт із поверхнею не вступають, тому що адгезійні сили між водою і поверхнею твердої фази перевищують адгезійні сили між повітрям і зазначеною поверхнею.

Взаємозв'язок між вологістю і кількістю в ній поглиненого повітря виражається рівнянням:

$$V = e^{c_1 x + c_2} \quad (3)$$

де  $V$  - поглинене повітря;  $x$  - вміст води;  $c_1$  і  $c_2$  - константи;  $e$  - основа натуральних логарифмів.

Вище ми розглянули явище сорбції і десорбції повітря на твердій поверхні часток і вказали, що змочування є першою стадією молекулярної взаємодії між зазначеною поверхнею і рідиною.

Зміна щільності води зв'язана зі змінами в її структурі. Нерівномірний розподіл електронної щільності в молекулі води говорить про її будівлю і електричну асиметрію з дипольним моментом 1,86. Кожна молекула по характеру розподілу електронної щільності являє собою тетраedr із двома негативно і з двома позитивно зарядженими полюсами. За допомогою водневого зв'язку кожна молекула води здатна зв'язуватися з чотирма найближчими до неї іншими молекулами. Така тверда тетраедна структура характерна для твердого агрегатного стану води - для льоду, що має найменшу щільність (916,8 кг/м<sup>3</sup>) [2-4].

Висновки та перспективи подальших досліджень. Таким чином, взаємодія твердої і рідкої фаз відбувається за участю молекулярних і електричних сил. Як відомо, по Коену, у цьому процесі фаза, що володіє більшою діелектричною постійною, одержує позитивний заряд, а фаза з меншою діелектричною постійною заряджається негативно.

Діелектрична постійна твердої фази значно нижче в порівнянні з водою й одержує позитивний сумарний заряд. Під впливом зазначеного силового поля вільної енергії поверхні водневі зв'язки між тетрапольними молекулами води руйнуються, і вони орієнтуються, збираючись навколо твердих часток. Позитивні полюси молекул води спрямовані до твердої поверхні, а негативні - до рідкої фази. Вивільнювана при цьому енергія, названа теплотою змочування, є не результатом зниження кінетичної енергії теплового руху молекул, а являє собою залишкову теплоту гідратації іонів, що утворюють поверхню твердої фази.

Властивості зв'язаної води відрізняються від властивостей вільної води не тільки підвищеною щільністю, але і меншою діелектричною постійною, електропровідністю, в'язкістю, температурою замерзання, меншим тиском насиченої пари і осмотичним тиском.

1. Шишкін О.О. Спеціальні бетони для підсилення будівельних конструкцій, що експлуатуються в умовах дії агресивних середовищ. Навчальний посібник для студентів ВНЗ - Кривий Ріг: "Мінерал", 2001. - 113 с.

2. Штарк Иохен, Вихт Бернд. Долговечность бетона / Пер. с нем. - А. Тулаганова. Под ред. П. Кривенко, Техн. ред. Е. Кавалеровой. Киев: Оранта, 2004. - 301 с.

3. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / В.М. осквин, Ф.М. Иванов, С.Н. Алексеев, Е.А. Гузеев; под общ. ред. В.М. Мсквина. - М.: Стройиздат, 1980. - 536 с.

4. Долговечность бетонных и железобетонных изделий и конструкций. Учебное пособие для студентов ВУЗов / В.Н. Пунагин, А.П. Приходько, Н.В. Савицкий. - Киев: УМК ВО, 1988. - 112 с.

УДК 624.074: 69.057.55

## **ЕФЕКТИВНІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ОБОЛОНКИ І ЇХ ВИБІР ДЛЯ ЗАДАНОГО ПЛАНУ БУДІВЛІ**

### **EFFECTIVE REINFORCED CONCRETE SHELLS AND THEIR CHOICE FOR A GIVEN PLAN OF THE BUILDING**

**Коломійчук Г.П., к.т.н., доцент, Майстренко О.Ф., к.т.н., доцент,  
Коломійчук В.Г., студент (Одеська державна академія будівництва та  
архітектури, м. Одеса)**

**Kolomiychuk G.P., PhD., associate professor, Maystrenko O.F., PhD.,  
associate professor, Kolomiychuk V.G., student (Odessa State  
Academy Civil Engineering and Architecture, Odessa)**

Виконано аналіз сучасних конструктивних рішень ефективних тонкостінних залізобетонних оболонок покриття. Розроблено програмний комплекс в середовищі Delphi з вибору оптимальних монолітних залізобетонних оболонок для заданої форми плану будівлі або споруди.

The analysis of modern constructive decisions of world leaders in the design and erection of effective thin-walled reinforced concrete shells is performed. The efficiency of large-span shells is ensured by: low cost of construction; high load-bearing capacity; speed of erection; repeated use of formwork; safety in exploitation, even if a part of the structure is damaged; small self-weight, which does not have much influence on the geotechnical situation; the possibility of erection on hard-to-reach territories.

A software package was developed in the Delphi environment for the selection of optimal monolithic reinforced concrete shells for a given form of a building or structure plan. Mathematical models of shells are obtained depending on the following parameters: cost of construction; cost of pneumatic formwork; the load-bearing capacity, determined by the method of limiting equilibrium; stability.

**Ключові слова:** залізобетонна оболонка, сучасні конструктивні рішення, програмний комплекс, оптимізація.

Keywords: reinforced concrete shell, modern designs, software package, optimization.

Виконано аналіз сучасних конструктивних рішень світових лідерів в проектуванні та зведенні ефективних тонко-стінних залізобетонних оболонок [1-3]. Ефективність великопрольотних оболонок забезпечується: низькою вартістю конструкції; високою несучою здатністю; швидкістю зведення; багаторазовим використанням опалубки; безпекою в експлуатації, навіть при пошкодженні частини конструкції; малою власною вагою, що не робить великого впливу на геотехнічну обстановку; можливістю зведення на важкодоступних територіях.

Основними критеріями для оцінки конструктивних рішень оболонкових покриттів в нормативних документах використовуються техніко-економічні показники. В роботі [4] на основі аналізу конструктивних рішень і статистичного узагальнення техніко-економічних показників великопрольотних покриттів розроблена методика багатомірної оцінки конструкцій по витраті матеріалів (сталі і бетону), праці, енергії, вартості, а також обмеження сумарних витрат ресурсів для об'єктивного вибору раціональної конструкції. Але ця методика не враховує сучасні підходи з розрахунку, конструювання та зведення монолітних залізобетонних оболонок і особливо зміну їх технічного стану в процесі експлуатації.

На Україні головною причиною, яка стримує застосування просторових тонкостінних залізобетонних оболонок в будівництві, є диспропорція між оптимальністю тонкостінних конструкцій і недосконалістю методів їх зведення, що базуються переважно на досвіді будівництва плоских систем. У зв'язку з вищесказаним метою цієї статті є дослідження споруд світових забудовників, які досягли значних успіхів у проектуванні та зведенні монолітних залізобетонних оболонок, їх аналіз та напрацювання математичних моделей і комп'ютерної програми для попередньої оцінки нових конструктивних рішень на стадії проектування.

У нас роботи по розробці ефективної опалубки для зведення монолітних залізобетонних оболонок виконувалися [5-7], хоча з відставанням від світового досвіду [1-3], і їх основне застосування в якості покриттів ракетних комплексів.



У вересні 1976 року за допомогою пневмоопалубки була зведена секція утепленого ребристого зводу прольотом 12 м, довжиною 18 м і висотою в замку 6,1 м [5]. Звід спирався на вертикальні стіни заввишки 2,03 м. Товщина плити зводу - 30 мм, висота поперечних ребер - 350 мм, ширина ребер - 120 мм, відстань між поперечними ребрами - 3 м. Конструкція склепіння, включаючи облицювання, пароізоляцію, теплоізоляцію і армовану бетонну суміш, була піднята в проектне положення за 45 хвилин. Залізобетонна оболонка знаходилася на пневмоопалубці при прогріванні гарячим повітрям температурою 60°C протягом 59 годин. Витрата матеріалів на 1 м<sup>2</sup> оболонки склала: бетону - 0,053 м<sup>3</sup>, сталі - 8,3 кг.

В СРСР перший монолітний купол діаметром 21 м зведений за допомогою пневмоопалубки в 1989 році [2]. Купольна пневмоопалубка запроектована і виготовлена з прогумованої тканини. Маса пневмоопалубки - 1400 кг, розрахункова оборотність - 40 разів. Оболонку армували готовими панелями-пелюстками. В якості робочої арматури служила зварена сітка № 100/100/4/4 з холоднотягнутого дроту Вр-1 по ГОСТ 23279-85. В основі куполу, на висоту до 3,3 м, укладали дві сітки. Сітки зварні відокремлювали одну від одної арматурними стержнями Ø8 А240С, укладеними в кільцевому напрямку з кроком 300 мм.

Тонкостінний монолітний залізобетонний купол (товщина оболонки 45 мм) мав такі техніко-економічні показники: площа підлоги - 346 м<sup>2</sup>; працезатрати на 1 м<sup>2</sup> площі підлоги - 1,26 люд.-дн.; витрата бетону на 1 м<sup>2</sup> площі підлоги - 0,08 м<sup>3</sup>, сталі - 6,3 кг; вартість на 1 м<sup>2</sup> площі підлоги - 33,86 \$.

Для зведення монолітних хвилястих склепінь використовувалася пневмоопалубка АПВ-12 [2] з наступними характеристиками: габарити - 12×36×6 м; маса - 450 кг; ширина поперечної хвилі - 3 м; стріла підйому хвилі - 0,75 м; розмір «плями» бетонування - 12×24 м; розрахункова оборотність - 20 разів. Зведення хвилястих склепінь з армоцементу на пневмоопалубці дозволяє істотно знизити основні техніко-економічні показники на 1 м<sup>2</sup> плану: вартість зведення - 13,38 \$; трудомісткість зведення - 1,55 люд.-дн; приведена товщина бетону - 4,00 см; витрата сталі - 10,69 кг.

Для демонстрації еволюції залізобетонних оболонок в часі наведемо лише приклад купольних конструкцій, що зводяться з застосуванням пневматичної опалубки, і за економічних

показниками значно ефективніші плоских систем.

Архітектором Данте Біні в Crespellano (Італія) було зведено методом підйому монолітний залізобетонний купол на пневматичній опалубці діаметром 12 м по новій технології Benishell. З цього об'єкту почався славний шлях по будівництву більше 1600 куполів у 23 країнах світу. Інновацією Біні було те, що він винайшов пневматичну опалубку, яка могла генерувати форму стійких структур, таких як залізобетонні оболонки.

З 1974 року по 1980 Данте Біні працював в Австралії над реалізацією соціальних програм уряду [8]. Було зведено по технології Benishell, за цей час, 27 куполів (17 діаметром 36 м, 8-18 м і 2 - інформації немає). На дату написання статті [8] збереглося 7 куполів діаметром 36 м і 4 куполи діаметром 18 м. Ще 4 куполи діаметром 36 м знаходяться в занедбаному стані. Був накопичений багатий досвід і навіть два куполи отримали пошкодження під час зведення і були зруйновані. Основною причиною отриманих пошкоджень була низька кваліфікація виконавців робіт. В подальшому цей недолік було виправлено.

Використовуючи технологію Binishells розроблено каталог монолітних залізобетонних куполів різних розмірів (табл. 1) [9].

В якості основного матеріалу використовується бетон, що складається із звичайної суміші з високою оброблюваністю і поміщається на пневматичну опалубку на рівні землі. Характеристики суміші такі: пісок – 60%; співвідношення вода/цемент - 0,50; гравій (фракція 12-15 мм) - 40%; осадка конуса – 16-18 см; цемент – 400 кг/м<sup>3</sup>. Армується кожен купол спіральною арматурою з 10-15 типорозмірів, а також прямими сталевими стержнями діаметром від 5 до 8 мм.

Таблиця 1

Геометричні розміри куполів-сховищ сипучих матеріалів

Діаметр (D), м	Висота (H), м	Об'єм (V), м <sup>3</sup>
15	5,0	600
20	6,3	1360
25	8,0	2580
32	10,2	5450
36	11,0	7450
40	12,0	10050

В результаті будівництва вартість економії складає до 60% в порівнянні з бетонними сховищами, побудованими за традиційними системами. Економія у витратах обумовлена: зменшенням кількості робочої сили і матеріалів, необхідних для будівництва (товщина конструкцій: 4-8 см); малими розмірами фундаментів, що мають безперервну круглу форму і обмежену глибину (навантаження на ґрунт складає 0,6-0,8кг/см<sup>2</sup>); простотою обладнання, його легким транспортуванням і багаторазовим повторним використанням в наступних застосуваннях; скороченням транспортних витрат і інвестицій в будівельне обладнання; усуненням експлуатаційних витрат; скороченням накладних витрат через швидкість і простоту виконання.

З 1966 року фірми США розробляють монолітні залізобетонні куполи із зовнішнім теплоізоляційним шаром і зводяться із застосуванням пневмоопалубки [2]. Можливе будівництво споруд діаметром від 150 до 300 м. Форма споруд в плані, як правило, кругла або еліптична, а закінчене спорудження має форму півсфери або еліпсоїда, проте за бажанням замовника може бути запроєктовано спорудження довільної форми.

Американська фірма «Dome Technology» [10] проектує та будує монолітні тонкостінні залізобетонні куполи з використанням пневмоопалубки. Нанесення торкрет-бетону в тіло оболонки здійснюється високоточним обладнанням. Армування куполів виконується рифленою арматурою в два шари. З зовнішнього боку додатково купол покривається високоміцним довговічним полімерним матеріалом. Ця технологія дозволяє будувати куполи з більш високими параметрами кривизни, що додає конструкції більшої міцності і надійності. Серед проектних розробок і побудованих споруд можна виділити: купол для зберігання рафінованого цукру в Монтгомері (штат Іллінойс, США) діаметром 56 м, висотою 40,8 м (об'єм цукру - 60000 м<sup>3</sup>); сейсмостійкий купол в м. Сантьяго (Чілі) для зберігання клінкера на цементному заводі діаметром 57 м, висотою 28,5 м (об'єм клінкера - 50000 м<sup>3</sup>); купол для зберігання бурого вугілля в Кемпер Каунті (штат Міссісіпі, США) об'ємом - 100000 м<sup>3</sup>; два однакових куполи для зберігання біомаси, що здатні витримати ураганний вітер 300 миль на годину, в порту Вілмінгтон (штат Північна Кароліна, США) діаметром 53,6 м, висотою 47,8 м; купол для зберігання руди в Лідвіллі (штат Колорадо, США) на висоті 3353 м діаметром 101 м (об'єм руди -

130000 м<sup>3</sup>; купол розрахований на снігове навантаження 5,27 кН/м<sup>2</sup>).

В Відні ведуться дослідження на моделях монолітних залізобетонних оболонок сферичної та овальної форм [11]. Оболонка поділяється на сектори і виготовляється на площині таким чином, що при підйомі її в проектне положення пневмоопалубкою всі складові частини оболонки з'єднуються. В кінці зведення необхідно лише замонолітити стики.

Таблиця 2

Математичні моделі залізобетонних оболонок різної геометрії

Форма оболонки покриття	Математична модель ефективних геометричних розмірів оболонки покриття
Сферичний купол діаметром (D) від 30 до 150 м	$Y(1) = ((-0,00483) \times D^2 + 1,60958 \times D + 76,33049) \times 10^3$
Прямокутна оболонка додатної кривизни з меншим розміром плану (L) від 30 до 120 м	$Y(2) = ((-0,05268) \times L^2 + 7,83251 \times L + 128,24286) \times 10^3$
Прямокутна оболонка від'ємної кривизни з (L) від 30 до 90 м	$Y(3) = ((-0,01245) \times L^2 + 3,52857 \times L + 29,96667) \times 10^3$
Прямокутна оболонка від'ємної кривизни шатрового типу з (L) від 20 до 80 м	$Y(4) = ((-0,01995) \times L^2 + 4,67482 \times L + 120,73393) \times 10^3$
Довга прямокутна циліндрична оболонка з розміром плану хвилі (L) від 15 до 45 м	$Y(5) = (0,00569 \times L^2 + (-0,81429) \times L + 86,50951) \times 10^3$
Коротка прямокутна циліндрична оболонка з розміром плану хвилі (L) від 30 до 150 м	$Y(6) = ((-0,00253) \times L^2 + 0,70354 \times L + 209,40939) \times 10^3$
Прямокутна лійкоподібна оболонка від'ємної кривизни з меншим розміром плану (L) від 20 до 60 м	$Y(7) = ((-0,03575) \times L^2 + 7,95764 \times L + 44,22101) \times 10^3$
Прямокутна парасолькова оболонка від'ємної кривизни з меншим розміром плану від 20 до 60 м	$Y(8) = ((-0,07071) \times L^2 + 11,26114 \times L + 4,94077) \times 10^3$

Показники досліджених авторами сучасних натурних оболонкових покриттів дали можливість отримати математичні

моделі ефективного застосування гладких залізобетонних оболонок різної геометрії для попередньої оцінки нових конструктивних рішень на стадії проектування (табл. 2). В таблиці Y(I) – відношення стріли підйому до прольоту (діаметру) залізобетонної оболонки покриття в плані.

Для практичного впровадження в проектування нових, більш ефективних проектних рішень, отриманні знання були використані в побудові каталогу математичних моделей, що налічує близько 100 різних типів оболонок, а також розробленому алгоритмі і комп'ютерній програмі в середовищі Delphi, за допомогою якої можна виконати вибір для заданої форми плану декількох конструктивних рішень оболонок.

Останні дослідження монолітних залізобетонних оболонок пов'язані з використанням в них надміцних бетонів [12, 13], а також арматури стійкої до агресивного середовища, дають можливість в створенні нових типів ефективних оболонкових покриттів. Але для розглянутих сучасних конструктивних рішень оболонок важливою проблемою постає і вміння оцінити поведінку оболонки під час експлуатації [14, 15].

Виконано аналіз сучасних монолітних залізобетонних оболонок і показано їх доцільне ефективне використання в громадських будівлях та промислових спорудах. Отримано математичні моделі і комп'ютерну програму за допомогою якої можна виконати вибір для заданої форми плану декількох конструктивних рішень монолітних залізобетонних оболонок.

1. Богданова Е.Н. Железобетонные оболочки покрытий общественных зданий: (Обзор) / Е.Н. Богданова, М.Б. Краковский. –М: ЦИНИС, 1974. – 73 с.

2. Дорофеев В.С. Природоохранные подходы в проектировании и возведении производственных комплексов с применением тонкостенных железобетонных оболочек / В.С. Дорофеев, Г.П. Коломийчук // Вісник ОДАБА, Одеса: Зовнішрекламсервіс, 2009. – Вип. 36. – С. 154-159.

3. Patent USA № 4170093. Method and apparatus for erecting substantially dome-like building structures / Mario Cappellini, Dario Zucchi. – Published 09.10.1979, 4 p.

4. Никонов Н.Н. Большепролетные покрытия. Анализ и оценка / Н.Н. Никонов. – М.: Издательство АСВ, 2000. – 400 с.

5. Авторское свидетельство СССР №335354, кл. E04G11/04. Мягкая опалубка для возведения цилиндрического железобетонного свода / Б.И.

Петраков. – Оубл. 11.04.1972. – Бюл. №13. – 2 с.

6. Авторское свидетельство СССР №383817, кл. E04G11/04. Пневматическая опалубка для возведения многогранного купола / Б.И. Петраков, В.П. Селиванов. – Оубл. 23.05.1973. – Бюл. №24. – 2 с.

7. Авторское свидетельство СССР SU №1749427 A1, кл. E04G11/04. Способ возведения многогранного железобетонного купола / А.С. Никитин, В.П. Селиванов, Б.И. Петраков. – Оубл. 23.07.1992. – Бюл. №27. – 4 с.

8. Pugnale, Alberto, and Alberto Bologna. "Dante Bini's 'New Architectural Formulae': Construction, Collapse and Demolition of Binishells in Australia 1974-2015." In Proceedings of the Society of Architectural Historians, Australia and New Zealand: 32, Architecture, Institutions and Change, edited by Paul Hogben and Judith O'Callaghan, Sydney: SAHANZ, 2015, pp. 488-499.

9. Michelagnoli, A. Pneumatically formed reinforced concrete domes for grain storage facilities, built with Binishells technology. In: "Controlled Atmosphere Storage of Grains", An International Symposium held from 12 to 15 May 1980 at Castelgandolfo (Rome) Italy, 1980, pp. 475-486.

10. <http://www.dometech.com>

11. Kromoser, B. and Kollegger, J. "Pneumatic forming of hardened concrete – building shells in the 21st century", Structural Concrete, vol. 16, no. 2, 2015, pp. 161-171.

12. Zimmermann, G., Teichmann, T., 2004. Membrane concrete grid shells – UHPC grid shells. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC), Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete, 13-15 September 2004, Kassel, Germany, Eds. M. Schmidt, E. Fehling, C. Geisenhanslüke (Kassel, Germany: Kassel University Press, 2004), pp. 839-852.

13. Zimmermann, G., Grohmann, M., 2008. UHPC free form design with pneumatic formwork. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC), Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, 5-7 March 2008, Kassel, Germany, Eds. E. Fehling, M. Schmidt, S. Stürwald (Kassel, Germany: Kassel University Press, 2008), pp. 871-878.

14. Коломийчук Г.П. Техническая оценка железобетонных оболочек покрытия / Г.П. Коломийчук // Вісник ОДАБА, –Одеса: Зовнішрекламсервіс, 2009. – Вип. 34. – Частина 2. – С. 428-435.

15. Коломийчук Г.П. Практические рекомендации по расчету устойчивости пологих железобетонных оболочек с учетом начальных несовершенств / Г.П. Коломийчук // Вісник ОДАБА, – Одеса: Зовнішрекламсервіс, 2006. – Вип. 22. – С. 138-144.

УДК: 528.4:332.3:504.54

**ВИЗНАЧЕННЯ ЕКОЛОГІЧНИХ ФАКТОРІВ ДЛЯ  
ФОРМУВАННЯ ТА РЕАЛІЗАЦІЇ ГЕОЕКОЛОГІЧНОГО  
МОНІТОРИНГУ ВИКОРИСТАННЯ ЗЕМЕЛЬ МІСТ**

**DETERMINATION OF ENVIRONMENTAL FACTORS FOR  
FORMATION AND REALIZATION OF GEOECOLOGICAL  
MONITORING USE OF LAND OF CITY**

**Корнієць А. В. (ХНУМГ імені О.М. Бекетова, м. Харків)**

**Korniyets A.V. (O. M. Beketov National University of Urban Economy  
in Kharkiv)**

Метою статті є визначення екологічних факторів, що впливають на використання земель міст для здійснення геоecологічного моніторингу.

The purpose of the article is to identify the environmental factors that influence the use of urban land for geo-ecological monitoring.

The article solves the questions of systematization of theoretical positions to the definition of environmental factors affecting the use of land of cities and the characteristics of regulatory and legal support that characterizes environmental factors that affect the use of land in cities.

It is proved that in order to provide geoecological monitoring of the use of urban lands, it is proposed to determine environmental factors as components that influence the efficiency of urban agglomeration functioning.

Ключові слова: геоecологічний моніторинг, використання земель міст, екологічні фактори.

Keywords: geoecological monitoring, use of urban land, environmental factors.

Сучасний розвиток міст залежить від напрямів та особливостей реалізації екологічної політики. Для реалізації заходів забезпечення

екологічної безпеки, визначення впливу екологічних факторів на використання земель міст застосовується інструментарій геоекологічного моніторингу.

На формування та здійснення геоекологічного моніторингу використання земель впливає сукупність факторів. Їх характеристика дозволяє побудувати єдину моніторингову систему та розробити інтегральний показник щодо оцінки геоекологічного стану землекористування міських агломерацій.

Метою статті є визначення екологічних факторів, що впливають на використання земель міст для здійснення геоекологічного моніторингу.

Для досягнення мети поставлені завдання:

- систематизація теоретичних положень до визначення екологічних факторів, що впливають на використання земель міст;
- характеристика нормативно-правового забезпечення, що характеризує екологічні фактори, які впливають на використання земель міст.

Екологічні фактори, що обумовлюють зміни у навколишньому середовищі та характеризують використання земель міст мають різноаспектний характер. Зокрема, у Законі України "Про охорону навколишнього природного середовища" визначені фактори, що формують інформацію про:

“стан навколишнього природного середовища чи його об'єктів - землі, вод, надр, атмосферного повітря, рослинного і тваринного світу та рівні їх забруднення;

біологічне різноманіття і його компоненти, включаючи генетично видозмінені організми та їх взаємодію із об'єктами навколишнього природного середовища;

джерела, матеріали, речовини, продукцію, енергію, фізичні фактори (шум, вібрацію, електромагнітне випромінювання, радіацію), які впливають або можуть вплинути на стан навколишнього природного середовища та здоров'я людей;

загрозу виникнення і причини надзвичайних екологічних ситуацій, результати ліквідації цих явищ, рекомендації щодо заходів, спрямованих на зменшення їх негативного впливу на природні об'єкти та здоров'я людей;

екологічні прогнози, плани і програми, заходи, в тому числі адміністративні, державну екологічну політику, законодавство про охорону навколишнього природного середовища;



витрати, пов'язані із здійсненням природоохоронних заходів за рахунок фондів охорони навколишнього природного середовища, інших джерел фінансування, економічний аналіз, проведений у процесі прийняття рішень з питань, що стосуються довкілля" [1].

Факторами, що впливають на екологічний стан та рівень використання природних ресурсів є: успадкована структура економіки з переважаючою часткою ресурсо- та енергоємних галузей, негативний вплив якої був посилений переходом до ринкових умов; зношеність основних фондів промислової і транспортної інфраструктури; існуюча система державного управління у сфері охорони навколишнього природного середовища, регулювання використання природних ресурсів, відсутність чіткого розмежування природоохоронних та господарських функцій; недостатня сформованість інститутів громадянського суспільства; недостатнє розуміння в суспільстві пріоритетів збереження навколишнього природного середовища та переваг сталого розвитку; недотримання природоохоронного законодавства [2].

Відповідно до Постанови Кабінету міністрів України "Про Основні напрями державної політики України у галузі охорони довкілля, використання природних ресурсів та забезпечення екологічної безпеки" визначаються фактори, що мають комплексний характер і які впливають на використання земель міст:

1. Промислові:

1.1. Рівень використання технологій та обладнання, енергомісткість та матеріаломісткість.

1.2. Рівень концентрації об'єктів промисловості.

1.3. Структура промислового виробництва з визначення концентрації екологічно небезпечних об'єктів.

1.4. Наявність належних природоохоронних систем.

1.5. Наявність разового та економічного механізмів, які стимулювали б розвиток екологічно безпечних технологій та природоохоронних систем.

1.6. Рівень контролю за охороною довкілля.

1.7. Рівень радіаційної та енергетичної безпеки.

1.8. Рівень промислових відходів.

2. Транспортної інфраструктури:

2.1. Рівень забруднення довкілля рухомими засобами (автомобілі, тепловози), що використовують як паливо різні види

нафтопродуктів, а також стаціонарні об'єкти матеріально-технічного забезпечення (склади пально-мастильних матеріалів, заправні станції, станції технічного обслуговування, майстерні тощо).

2.2. Обсяги відпрацьованих газів автомобілів, пально-мастильні матеріалів, зливних вод після миття автомобілів та їх агрегатів, пари різних шкідливих речовин, кислот, матеріалів, які використовуються в технологічних процесах ремонту автомобілів.

2.3. Рівень токсичних компонентів, що виникають від використання пального рухомим складом.

2.4. Рівень відпрацьованих газів тепловозів, нафтопродуктів, фенолу, аерозолів, сміття.

3. Житлово-комунального господарства:

3.1 Концентрація і навантаження промислових об'єктів на обмеженій території.

3.2. Особливості територіально-планувальної структури міст.

3.3. Визначення напрямів містобудування порівняно з пріоритетами промислового розвитку, що призвело до занедбаності таких важливих сфер життєдіяльності міст, як водопровід і каналізаційна мережа, технічний стан яких безпосередньо впливає на екологічний стан міст і якість питної води.

3.5. Рівень руйнування природного середовища великих міст, висока забрудненість довкілля промисловими викидами і відходами, скорочення зелених зон, забруднення і непридатності водойм тощо.

4. Військової діяльності та конверсії військово-промислового комплексу.

5. Водних ресурсів та екосистем:

5.1. Рівень скиду неочищених та не досить очищених комунально-побутових і промислових стічних вод безпосередньо у водні об'єкти та через систему міської каналізації.

5.2. Обсяг надходження до водних об'єктів забруднюючих речовин у процесі поверхневого стоку води з забудованих територій та сільгоспугідь.

5.3. Рівень ерозії ґрунтів на водозабірній площі.

6. Використання земельних ресурсів:

6.1. Рівень забруднення ґрунтів викидами промисловості (важкі метали, кислотні дощі тощо).

6.2. Рівень радіаційного забруднення земельних ресурсів.

6.3. Рівень раціонального природокористування земельними ресурсами [3].

Міжнародними стандартами ISO 14000 визначають комплекс взаємозалежних факторів, що впливають на формування системи управління навколишнім середовищем:

- організаційні;
- нормативно-правові;
- методичні;
- інформаційні;
- кадрові;
- технічні;
- ресурсні [4].

У існуючих наукових розробках відсутні єдині підходи до визначення екологічних факторів, що впливають на використання земель міст. У роботі [5] виділені функціональні фактори, що впливають на екологічну політику на державному та місцевих рівнях через реалізацію відповідних механізмів взаємодії, економічні – обумовлені рівнем та особливостями фінансування екологічних програм, освітні – пов'язані із рівнем вихованям та екологічної освіти, інформаційні – характеризуються рівнем забезпечення та доступу до екологічної інформації.

Факторами, що визначають екологічний стан навколишнього середовища і впливають на використання земель міст є:

характеристика стану і структури об'єктів (ярусність фітоценозу, система ґрунтових горизонтів, співвідношення форм рельєфу, система трофічних зв'язків в екосистемі, особливості кругообігу речовин в об'єкті й природних умов, ступінь комфортності суб'єкту в середовищі існування);

еколого-ресурсний потенціал, адаптаційні можливості й здатності до визначення напрямів проти зовнішніх впливів (пружність або буферність системи, імплементація до напрямів зовнішнього середовища, відновлюваність системи, біорізноманіття, кількість трофічних ланцюгів, ефективність використання енергії системою, можливості до самоочищення);

надходження забруднюючих речовин, механічні навантаження, заміна природних ландшафтів антропогенними [6].

У наукових розробках визначені фактори, що характеризують рівень забрудненості територій:

відносно чисті;  
умовно чисті або малозабруднені;  
забруднені;  
дуже забруднені;  
екологічні катастрофи [7].

Рівень забрудненості територій формується по регіональному принципу та відповідно напрямів і особливостей розвитку сфер економіки.

У роботі [8] охарактеризовані екологічні фактори, що визначають:

оцінку та значущість екологічних проблем, які впливають на напрями й особливості розвитку територій;

характеристика тактичних і стратегічних пріоритетів у програмах соціально-економічного розвитку, побудованих на принципах сталого розвитку територій;

формування та використання джерел фінансування й напрямів екологічної політики;

характеристика екологічних проблем, які необхідно вирішити, враховуючи особливості розвитку територій.

У розробці [9] запропоновані індикатори, які визначаються екологічними факторами:

зміни фізичного та біологічного стану природного середовища;

рівень напруги або антропогенного тиску, що викликає зміни в навколишньому природному середовищі;

напрями та особливості екологічної політики.

Таким чином, для забезпечення геоекологічного моніторингу використання земель міст запропоновано визначати екологічні фактори, як складові, що впливають на ефективність функціонування міських агломерацій.

На основі представлених факторів розробляються геоінформаційне та методичне забезпечення оцінки інтегрального показника геоекологічного стану земель міст для проведення моніторингу.

Перспективами подальшого дослідження є розробка методу до формування та реалізації геоекологічного моніторингу використання земель міст.

1. Про охорону навколишнього природного середовища. Закон України від 25.06.1991 № 1264-ХІІ. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://zakon5.rada.gov.ua/laws/show/1264-12/page2>.

2. Про Основні засади (стратегію) державної екологічної політики України на період до 2020 року. Закон України від 21.12.2010 № 2818-VI. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://zakon5.rada.gov.ua/laws/show/2818-17>.

3. Про Основні напрями державної політики України у галузі охорони довкілля, використання природних ресурсів та забезпечення екологічної безпеки. Постанова Кабінету міністрів України 05.03.1998 № 188/98-ВР. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://zakon2.rada.gov.ua/laws/show/188/98-вр/page2>.

4. Міжнародні стандарти серії ІСО 14000. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <http://um.co.ua/9/9-10/9-104366.html>.

5. Заржицький О. С. Правові аспекти регіональної екологічної політики: монографія / О. С. Заржицький. – Дніпропетровськ: Наука і освіта, 2003. – С. 26-27.

6. Екологічні показники. Проблеми нормування якості об'єктів навколишнього середовища. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: [http://www.big-lib.com/book/75\\_Osnovi\\_ekologii\\_ta\\_ohoroni\\_dovkillya/7446\\_21Ekologichni\\_pokazniki\\_Problemi\\_normuvannya\\_yakosti\\_ob'ektiv\\_navkolishnogo\\_seredovisha](http://www.big-lib.com/book/75_Osnovi_ekologii_ta_ohoroni_dovkillya/7446_21Ekologichni_pokazniki_Problemi_normuvannya_yakosti_ob'ektiv_navkolishnogo_seredovisha).

7. Стан навколишнього природного середовища України. [Електронний ресурс]. – Режим доступу: [http://pidruchniki.com/1640011656680/ekologiya/stan\\_navkolishnogo\\_prirodnogo\\_seredovischa\\_ukraini](http://pidruchniki.com/1640011656680/ekologiya/stan_navkolishnogo_prirodnogo_seredovischa_ukraini).

8. Шапар А.Г., Хазан В.Б., Мажаров М.В., Кушинов М.В., Сердюк Я.Я., Ємець М.А. Методичні підходи до вибору та обґрунтування критеріїв і показників сталого розвитку різних ландшафтних регіонів України. - Дніпропетровськ: ІППЕ НАН України, 2001. - 98 с.

9. SCOPE 58. SUSTAINABILITY INDICATORS. Report of the project on Indicators of Sustainable Development. Edited by B. Moldan and S. Billharz. UNEP. By John Wiley and Sons. New York. 1997. 415 p.

УДК 691.32:620.191.33

**МЕХАНІЗМИ РОЗВИТКУ СТРУКТУРИ БЕТОНУ ПРИ  
МАЛОЦИКЛОВИХ УТОМНИХ НАВАНТАЖЕННЯХ**

**MECHANISMS OF THE STRUCTURAL DEVELOPMENT OF  
CONCRETE WITH LOW-FATIGUE FATIGUE INFLUENCES**

**Коробко О.О., к.т.н., доцент (ОДАБА, м. Одеса), Вировой В.М.,  
д.т.н., проф. (ОДАБА, м. Одеса), Варич Г.С. (ОДАБА, м. Одеса),  
Яковенко І.О. (ОДАБА, м. Одеса).**

**Korobko O.O., Ph.D., senior lecturer (Odessa State Academy Civil  
Engineering and Architecture, Odessa), Vyrovoy V.M., DSc in engineering,  
professor (Odessa State Academy Civil Engineering and Architecture,  
Odessa), Varych H.S. (Odessa State Academy Civil Engineering and  
Architecture, Odessa), Yakovenko I.O. (Odessa State Academy Civil  
Engineering and Architecture, Odessa).**

Досліджена динаміка зміни пошкодженості бетону в умовах  
знакозмінних зовнішніх впливів з урахуванням різноманітності  
структури та проаналізовано механізм утомного росту тріщин в  
об'ємі матеріалу.

The work is devoted to solving the problem of increasing the  
resistance of concrete in conditions of low-cycle fatigue influences. The  
material of the building construction adapts to the actions of climatic  
factors through structural changes. Cracks are structural elements, which  
are capable of instantly responding to changing external conditions.  
Fatigue growth of cracks depends on their initial parameters and occurs  
according to a certain mechanism. It is possible to set the complex of  
cracks by changing the parameters of the characteristic elements of the  
macrostructure. The difference in values of the concrete damage  
coefficient through cycles of alternate wetting-drying and freezing-  
thawing was from 10-57% in the detached cells. Under the experimental  
conditions, the strength of concrete was doubled and the modulus of  
elasticity was increased by 40% with a decrease in water absorption by  
2.5 times. The variety of structure contributes to the preservation of the  
functional properties of the material.

Ключові слова: бетон, структурні зміни, утомна тріщина, пошкодженість, малоциклові впливи.

Keywords: concrete, structural changes, fatigue crack, damage, low-cycle fatigue influences.

Вступ. Експлуатація бетонних конструкцій і виробів апріорно передбачає перманентний вплив на них кліматичних факторів. Всі види періодичних впливів, пов'язаних з дією вологи та температур, сприймає бетон, який реагує на багаторазові перепади температурно-вологісного режиму шляхом періодичних змін маси та об'єму. Це викликає постійні зміни структури бетону, шляхом яких матеріал пристосовується до нових умов експлуатації. Прояв ефектів адаптації бетону у вигляді спонтанних структурних перебудов є результатом своєчасної зміни параметрів конкретних складових структури, які здатні адекватно відкликатися на зовнішні впливи. До початку експлуатації в структурі бетону вже присутній певний набір таких активних елементів, до яких відносяться технологічні (спадкові, початкові, залишкові) тріщини. Процеси, котрі відбуваються в об'ємі тріщин при заморожуванні-розморозуванні та зволоженні-висушуванні, перетворюють кожен тріщину в нестабільний елемент структури. Нестабільність тріщин пов'язана зі збільшенням ширини їх розкриття та зміною тиску всередині тріщини. Це створює умови для росту тріщин внаслідок концентрації напружень в зоні устя при нерівномірному розподілі деформацій і напружень на звивистих берегах тріщини та в об'ємі оточуючого матеріалу. Сумарна кількість тріщин з різноманітними параметрами визначає загальну пошкодженість бетону, яку в роботі [1] пропонується розглядати як характеристику структури. В період експлуатації зміна пошкодженості матеріалу залежить від початкових наборів тріщин. Задані набори спадкових тріщин можна одержувати шляхом керування процесами багаторівневого структуроутворення композитів поліструктурної будови.

Аналіз останніх досліджень. У спеціальній літературі приведені прийоми і способи керування пошкодженістю матеріалів: на рівні часток в'язучого (мікроструктура бетону) за рахунок використання раціональних наповнювачів і хімічних добавок, на рівні макроструктури бетону шляхом зміни геометрії та фізичних параметрів структурних чарунок, утворених зернами заповнювачів

в матричному матеріалі, на рівні виробу через зміну його геометричної форми. На нашу думку, більш детального розгляду потребує дослідження динаміки зміни пошкодженості бетону під дією перемінних кліматичних чинників з урахуванням різноманітності характеристик складових структури на макрорівні.

Причинами зародження та росту тріщин спеціалісти вважають власні об'ємні деформації матеріалу в цілому та його окремих компонентів, градієнти температурних і вологісних деформацій, стиснені деформаційні ефекти, осмотичні та корозійні явища й т.п. При цьому механізми зародження і розвитку тріщин в гетерогенних грубодисперсних матеріалах, як правило, не розглядаються. Проте, саме гетерогенність матеріалів типу бетону локалізує зародкові тріщини в середині себе на рівнях структурних неоднорідностей зі збереженням їх потенційної можливості в умовах знакозмінних впливів зростати до небезпечних для даних структур тріщин.

Постановка мети та задач досліджень. Зовнішні впливи, що пов'язані з циклічною зміною температури і вологи, ведуть до утоми матеріалу, яка визначається наборами початкових тріщин. Виходячи з цього, була поставлена мета роботи – підвищення стійкості бетону при малоцикловій утомі за рахунок одержання заданої структури матеріалу шляхом забезпечення відповідного набору характерних складових на рівні макроструктури. Для досягнення поставленої мети слід вирішити наступні задачі: - проаналізувати механізм розвитку втомної тріщини в об'ємі будівельних композитів; - дослідити зміну пошкодженості бетону з виходом на рівень властивостей в умовах поперемінної дії циклів зволоження-висушування і заморожування-розморожування.

Результати досліджень. Під утомним руйнуванням бетону розуміють поступове накопичення пошкоджень в результаті періодичного впливу напружень або деформацій з перемінною амплітудою до виникнення небезпечної тріщини та її незворотного росту. Необхідно створювати структури, які будуть забезпечувати структурний розвиток, сприятливий для збереження властивостей матеріалу. Для цього швидкість відповідних реакцій структури у вигляді зародження і росту тріщин має співвідноситися з інтенсивністю зовнішніх впливів в одному темпоритмі.

Утомні тріщини утворюються з технологічних тріщин шляхом їх підростання. Для кількісної оцінки швидкості росту втомної тріщини виходять з припущення, що довжина тріщини  $a$  за один



цикл знакозмінних напружень  $N$  змінюється в залежності від зміни коефіцієнту інтенсивності напружень в циклі  $\Delta K = K_{\max} - K_{\min}$  та констант матеріалу  $C$  і  $m$ . Виходячи з даного механізму розвитку тріщини за один цикл, пропонується співвідносити швидкість росту тріщини з величиною її розкриття. Однак, як показали досліди, утомна міцність матеріалів з однаковим модулем Юнга може мати різні значення (різну швидкість росту тріщини).

Для матеріалів, що зазнають великі знакозмінні деформації, введені деформаційні критерії утомного руйнування, під якими розуміються критерії, пов'язані з циклічними деформаціями. На основі цього встановлено зв'язок між пластичною деформацією за цикл  $\epsilon_{пл}$ , амплітудою деформації  $\Delta \epsilon$ , амплітудою напружень та модулем пружності матеріалу.

При аналізі прийнято наступні обмеження та допущення: - мікроструктура являє собою безперервне середовище з визначеними ефективними характеристиками; - тріщини в мікроструктурі являють собою внутрішні прямолінійні поверхні розділу з визначеними геометричними характеристиками (довжина  $a$ , ширина розкриття  $b$ , радіус устя  $\phi$ , довжина фронту  $l$ ); - об'ємні деформації мікроструктури практично не проявляються на зовнішніх по відношенню до неї поверхнях розділу; - властивості мікроструктури практично не змінюються протягом одного циклу знакозмінних об'ємних змін; - об'ємні деформації виникають без градієнтів по перетину зразків.

Зовнішні впливи викликають внутрішні деформаційні процеси, які проявляються на берегах тріщин. Отже, знакозмінні об'ємні зміни матеріалу є внутрішніми спонтанними процесами утомного росту початкової тріщини при багаторазових об'ємних змінах з різним знаком (рис. 1).

Представимо напівнескінчену пластину з тріщиною, яка розташована по осі симетрії. Цикл росту тріщини починається зі збільшення об'єму матеріалу. В силу прийнятих допущень на берега тріщин буде діяти рівномірно розподілена деформація об'ємів матеріалу, звернених до свого берегу (рис. 1, а). Під дією деформацій берега тріщини починають зближуватися на величину  $\Delta b_n$ . У випадку, коли деформації, які проявляються на берегах тріщини,  $\Delta b'_n$ , менше або дорівнюють ефективній ширині розкриття тріщини  $b_T$ ,  $\Delta b'_n < b_T$ , буде реалізовуватися пластичне деформування (рис. 1, б, в).

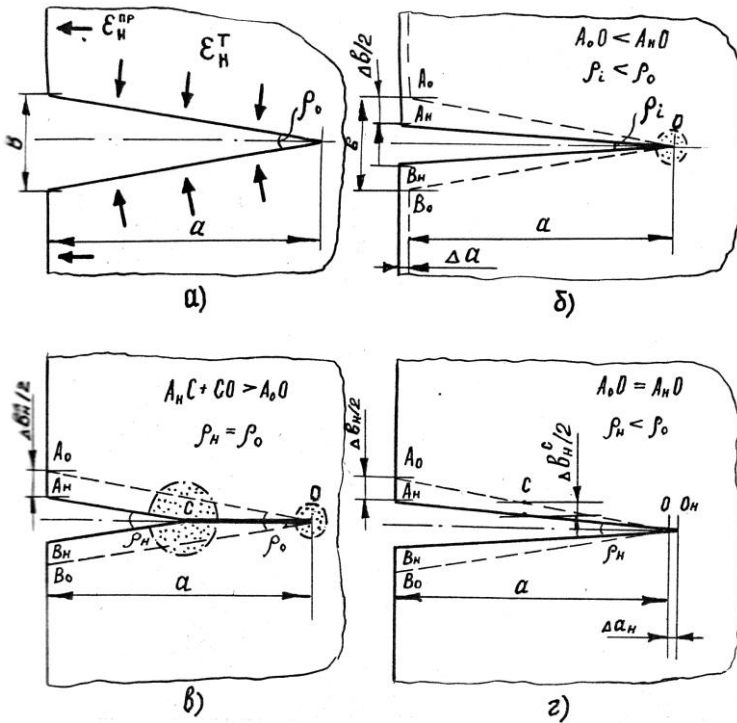


Рис. 1. Механізм утомного росту початкової тріщини:  
 а – геометричні параметри тріщини; б – зміна геометрії тріщини при прояві пластичних деформацій в зоні устя;  
 в – зміна параметрів тріщини при пластичному деформуванні матеріалу в зоні устя та на берегах тріщини;  
 г – зміна параметрів тріщини за рахунок її росту.

При  $\Delta b'_n > b_T$  берега тріщини зустрічаються один з одним. Частина тріщини починає працювати як сам матеріал та, на цієї ділянці, пружні деформації  $\epsilon_{np}$  переважають пластичні  $\epsilon_{nl}$ ,  $\epsilon_{np} > \epsilon_{nl}$ . У випадку паралельності берегів тріщини, їх змикання та загальну деформацію можна виразити через пластичну  $\epsilon_{nl}$  та пружну  $\epsilon_{np}$  частини.

Пластичне деформування можливе тільки в зоні ширини розкриття тріщини, тому  $\Delta b_n = \epsilon_{nl}$  можна записати як:

$$\varepsilon = b_n + \varepsilon_{np}.$$

Змикання клиноподібних тріщин є практично неможливим, за виключенням наступних випадків, які в нашій роботі виходять за рамки розгляду: - пластичного деформування матеріалу берегів тріщини, що веде до зміни їх середніх властивостей в зоні деформування; - формозміни границь розділу; - шарнірного повороту пластини навколо устя тріщини. В інших випадках повне змикання берегів тріщини не відбувається.

Для кількісної оцінки частки пластичного деформування було введено поняття ефективної ширини розкриття тріщини, яке можна визначити як середній розмір її ширини. Ефективна ширина розкриття тріщини  $\bar{b}$  залежить від її довжини  $a$  та ширини розкриття  $b$ , тому може бути визначена геометричним шляхом:

$$\bar{b} = a \cos(\varphi/2).$$

Тоді деформація зразка з тріщинами  $n_T$  при збільшенні об'єму матеріалу буде дорівнювати:

$$\varepsilon = n_T \cdot a \cos(\varphi/2).$$

При зменшенні об'єму  $V_0$  до значень  $V_0 / \Delta V_y < 1$  деформації усадки викликають розкриття тріщин. Деформації берегів до значень  $\bar{b}$  можна віднести до пружної частини усадочних деформацій. Після цього настає етап пластичного деформування. В силу прийнятих допущень, тріщина не може викривити свої береги, а матеріал змінити власні середні характеристики. Тому, у випадку  $\Delta b'_y > bt$ , відбувається збільшення довжини тріщини на величину  $\Delta a_y$ , (рис. 1, г). Збільшення довжини тріщини реалізується одночасно зі збільшенням ширини її розкриття  $\Delta b_y$ . Абсолютні значення  $\Delta b_y$  та  $\Delta a_y$  залежать від початкових  $b_0$  і  $a_0$  та величини деформацій усадки, які проявляються на берегах тріщини  $\Delta \varepsilon_y$ . Між збільшенням ширини розкриття тріщини  $\Delta b_y$  та приростанням її довжини існує залежність:

$$\Delta a_y = \Delta b_y / 2 \operatorname{tg}(\varphi/2).$$

Ширина розкриття визначається величиною деформацій усадки та, в нашому випадку, дорівнює їй, тому можна записати:

$$\Delta a_y = \Delta \varepsilon_y / 2 \operatorname{tg}(\varphi/2).$$

Як наслідок, загальна лінійна усадка зразка з тріщиною при зменшенні об'єму матеріалу буде дорівнювати:

$$\varepsilon = n \cdot \Delta\varepsilon_y / 2 \operatorname{tg}(\varphi/2).$$

Кожний цикл знакозмінних деформацій буде викликати підростання тріщини на величину  $\Delta a_y$ . Зміна довжини тріщини за один цикл  $\Delta a_y / dN$  залежить від  $\Delta b_y$  та  $\Delta\varepsilon_y$ :

$$\Delta a_y / dN = \Delta b_y / \Delta\varepsilon_y.$$

Якщо прийняти рівномірність усадочних деформацій від циклу до циклу, то довговічність в умовах малоциклової втоми або кількість циклів  $N$  буде залежати від початкової довжини тріщини  $a_0$ , ширини її розкриття  $b_0$ , величини усадочних деформацій  $\varepsilon_y$  та відношення площі тріщини до перетину зразка  $S_T / S_{06}$  (при умові, що фронт тріщини являє собою пряму лінію; при  $a_T = 0,25a$  приймемо, що зразок вийшов з ладу). Величину  $a_T$  можна визначити з умови:

$$a_T \leq 0,25a; a_T \leq \Delta a_y N.$$

Крім підростання тріщин, в умовах знакозмінних деформацій не виключені ситуації, при яких на берегах тріщин зароджуються та розвиваються нові для даного структурного рівня тріщини, що веде до зміни пошкодженості матеріалу експлуатаційними тріщинами.

Проведений аналіз показав, що довговічність, при прийнятих допущеннях, визначається параметрами початкової тріщини та амплітудою і кількістю знакозмінних об'ємних деформацій.

В реальних зразках відбувається нерівномірний розподіл деформацій на берегах тріщини. В силу геометричних особливостей взаєморозподілу тріщин різних розмірів на їх берегах проявляються деформації, різні за величиною. Нерівномірний розподіл викликає деформації зсуву  $\varepsilon_c$ , які можуть виникнути на протилежних берегах тріщини та в зоні її устя. На берегах тріщини  $\varepsilon_c$  здатні утворювати ділянки видавлювання та вдавлювання, що веде до утворення втомних зародкових тріщин. Градієнт деформацій визначає також напрямок розвитку такої тріщини. При збільшенні об'єму матеріалу можливий ріст та поява зародкових тріщин, що веде до повної зміни розподілу деформацій на етапі усадки матеріалу. Усадкові деформації проявляються на нових поверхнях розділу, що посилює градієнти деформацій за величиною та напрямком. Такий процес сприяє накопиченню пошкоджень в одиниці об'єму структури. Накопичення пошкоджень до критичного значення, при якому вони

здатні зливатися в магістральну тріщину, визначає стійкість матеріалу в умовах знакозмінних деформацій.

Бетон є матеріалом, організованим за принципом «структура в структурі» за якісно відмінними механізмами формування окремих рівнів структурних неоднорідностей. Тому мікроструктуру бетону можна виділити як складову частину макроструктури. В роботі [2] показано, що характерними складовими макрорівня є структурні чарунки, які утворюються при статистично вільному розташуванні заповнювачів в цементній матриці. Чарунки, навіть при одному й тому же складі бетону, відзначаються різноманітням геометричних параметрів та співвідношень адгезійно-когезійних сил зв'язку на міжфазних границях розділу. Було визначено, що макроструктурні параметри є факторами керування кінетикою процесів організації мікроструктури та її пошкодженістю початковими тріщинами.

Ступень пошкодженості мікроструктури (цементної складової) в структурних чарунках визначали через коефіцієнт пошкодженості  $K_{п} = S_{т}/S_0$  як співвідношення площі, обмеженої тріщинами,  $S_{т}$ , до площі зразка, на якій з'явилися тріщини,  $S_0$ . Дослідження показали, що пошкодженість цементного каменя в різних чарунках різнилась до 1,5-2,5 разів. В локальних об'ємах макроструктури утворювалися неповторні набори початкових тріщин, які на рівні структури бетону повинні інтегративно визначати функціональний потенціал матеріалу та умови його взаємодії з оточуючим середовищем під дією знакозмінних впливів температури та вологи.

Результати досліджень на моделях з різним набором чарунок, показали, що після зволоження-висушування значення коефіцієнта пошкодженості зразків відрізнялися на 10-57% залежно від типу укладки заповнювачів та стану їх поверхні.

Дослідження на зразках-кубах показали (рис. 2), що найбільш монотонно, без різких перепадів від циклу до циклу, змінювалась пошкодженість зразків, які мали різноманітні за співвідношеннями міжфазних сил зв'язку набори структурних чарунок.

Це, на нашу думку, пов'язано з тим, що багатоваріантність параметрів чарунок сприяє прояву ефектів адаптації до зовнішніх впливів. Забезпечення різноманіття чарунок дозволяє підтримувати рівень властивостей матеріалу в допустимих нормах межах.

Проведений аналіз та дослідження показали, що для підвищення стійкості бетону при малоциклових діях температури та вологи необхідно забезпечувати конкретні структури матеріалу.

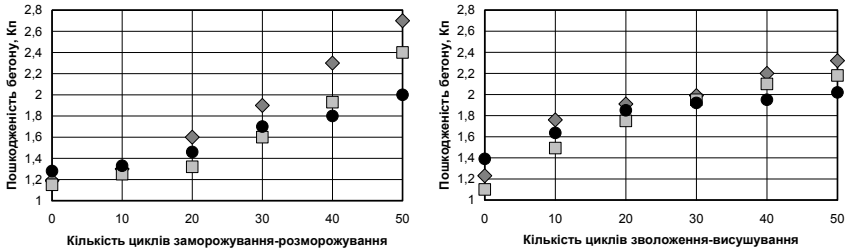


Рис. 3. Зміна пошкодженості бетону з різними параметрами макроструктурних чарунок при малоцикловій утомі:

■ –  $R_A > R_K$ ; ◆ –  $R_A < R_K$ ; ● –  $R_A = R_K$ .

$R_A$  – величина адгезії матриці до поверхні заповнювачів,  
 $R_K$  – величина когезійної міцності матричної складової.

Ефективним фактором керування структуроутворення виступає направлена зміна параметрів багатоваріантних структурних чарунок як характерних складових макроструктури. Проаналізовано механізм розвитку втомних тріщин при урахуванні їх генезису з початкових тріщин під впливом власних деформацій матеріалу. Це дозволило встановити зв'язок між безпекою функціонування виробу та зміною технологічної пошкодженості бетону як проявом ефектів адаптації. В умовах періодичного зволоження-висушування або заморожування-розморожування збільшення різноманітності структури зумовило підтримку рівня властивостей бетонних зразків з одержанням підвищених показників міцності та модуля пружності, до 2 разів, при зниженні водопоглинення, до 3 разів, та різних значеннях пошкодженості. Таким чином, збереження заданих фізико-технічних характеристик є функцією сприятливих структурних перебудов матеріалу при домінуючій ролі спадкових тріщин і внутрішніх поверхонь розділу.

1. Выровой В.Н. Композиционные строительные материалы и конструкции. Структура, самоорганизация, свойства / В.Н. Выровой, В.С. Дорофеев, В.Г. Суханов. – Одесса: ТЭС, 2010. – 169 с. 22. Коробко О.А. Взаимосвязь структур изделия и материала / О.А. Коробко // УкрДУЗТ: збірник наукових праць. – 2017. – Вип.68. – С. 117-124.

УДК 624.07

**МОНОЛІТНІ ПЛОСКІ ПЕРЕКРИТТЯ З ПОРОЖНИСТИМИ  
ВКЛАДИШАМИ**

**FLAT REINFORCED  
CONCRETE MULTI VOID SLABS**

**Кріпак В.Д. к.т.н. проф., Антонов Р.С., аспірант, Київський  
національний університет будівництва та хітектури**

**Kripak V., Ph.d., Prof., Antonov R., a graduate student of r. e.,  
Kyiv National University of construction and architecture**

У даній статті розглядаються сучасні типи багатопорожнистих перекриттів, які використовуються в світовій практиці, висвітлюються їхні переваги над традиційними, розглядаються проблеми використання таких перекриттів в проектуванні та обґрунтовується доцільність проведення дослідження таких плит на фізичних та числових моделях.

The aim of this report is to highlight the following characteristics of " Strength and rigidity of multi void reinforced concrete slabs".": Overlays in the context of modern industrial and civil construction should meet many requirements - first of all, strength and reliability, architectural solutions with free planning and geometric forms, resolving large enough spans. The design and materials of concrete reinforced slabs give the opportunity to solve all these complex tasks. From the moment of the invention of reinforced concrete structures, there are a lot of variants of execution with different characteristics. Not so long ago, in the world there was a practice of monolithic non-rugged cavernous overlapping. The main types and characteristics will be presented in this article. In this article we will highlight the types of multi-void ceilings in world practice, their advantages over traditional ones, and describe the simulation of experimental studies of monolithic multipoor iron-concrete overlap under the influence of various load combinations using the software complex 'SCAD OFFICE'.

Ключові слова: багатопорожністі перекриття, залізобетонні

перекриття, багатопорожнисті плити, залізобетон, перекарття, порожниноутворювачі, міжповерхові перекарття.

Keywords: multi-voided concrete slabs, reinforced concrete slabs, multi-cavity plates, reinforced concrete, overlap, void formers, inter floor slabs.

Перекарття у контексті сучасного промислового та цивільного будівництва мають відповідати багатьом вимогам - в першу чергу забезпечувати міцність та надійність, реалізувати архітектурні рішення з вільним плануванням та необхідними геометричними формами, забезпечувати можливість використання достатньо великих прольотів.

В зв'язку з постійним збільшенням поверховості масової забудови важливою проблемою стає зниження маси будинків. Як відомо, зниження маси будівель може бути досягнуто за рахунок застосування нових ефективних конструктивних форм, використання попередньо напружених конструкцій, збільшення застосування легких бетонів на пористих заповнювачах. В останні роки ця проблема стала ще більш актуальною у зв'язку з інтенсивним розвитком зведення будівель з монолітного залізобетону. У нашій країні в практиці проектування і будівництва монолітних будівель найбільш широкого поширення набули стінові, каркасні, каркасно-стінові і рамно-ригельні конструктивні системи з суцільними плоскими перекарттями. [1, 2]

Не так давно, в світі з'явилася практика виконання монолітних безригельних пустотних перекарть. Основні типи і характеристики та проблеми використання таких перекарть і викладаються у цій статті.

Принцип створення пустот в перекартті не новий, але в сучасному будівництві він має суттєві відмінності, від відомих, і інші способи реалізації, і при цьому, відповідає всім перерахованим вище вимогам.

Використовують різні варіанти використання багаторожнистих плит для різних задач:

- Розташування пустотоутворювачів в одному напрямку (однопротітна схема роботи);
- Розташування пустотоутворювачів в двох напрямках (двопротітна схема роботи);



- Утворення в тілі плити в зоні спирання на вертикальні елементи ділянок плит без порожнин (утворення умовних капітелей). [3, 7]

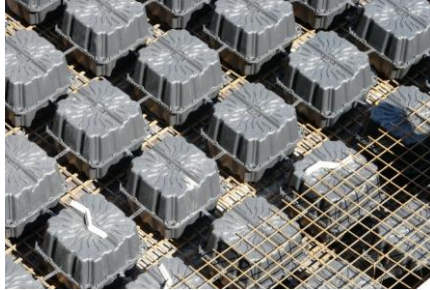


Рис. 1. Монтаж порожниноутворювачів по вкладеній нижній арматурній сітці.



Рис. 2. Приклад однонаправленого розташування порожниноутворювачів.



Рис. 3. Приклад двонаправленого розташування порожниноутворювачів.

Принцип та характер роботи всіх варіантів схожий, але є відмінності у технології виробництва, засобах реалізації та отриманих результатах.

Застосування важкого монолітного бетону для зведення несучих залізобетонних конструкцій, широке використання стінових конструктивних систем призвело до збільшення маси, як окремих конструкцій, так і будівель в цілому.

Розрахунки показали, що перекриття прольотом 6 м з нормативним навантаженням  $6-7 \text{ кН} / \text{м}^2$  характеризуються такими показниками:

- приведена товщина бетону перекриттів з вертикальними порожнечами - 10,2 см, суцільних перекриттів - 14 -18 см,
- витрата сталі на  $1 \text{ м}^2$  площі з використанням арматури без попереднього напруження для перекриттів з вертикальними порожнечами - 8,5 кг, для суцільних - 14-16 кг, з використанням напруженої стрижневою 4,7 кг і 12-14 кг відповідно.

Для зниження маси перекриттів, що зводяться з монолітного бетону, в зарубіжних країнах широко застосовують перекриття ефективних конструктивних форм. Наприклад, у багатьох європейських країнах будують монолітні кесонні перекриття, перекриття з елементами у вигляді пустотілих бетонних блоків, пластикових елементів різноманітної форми і т.п., що залишаються в товщі конструкції плити. Ці елементи відіграють роль незнімної опалубки, формуючи простір для отримання кесонної структури з монолітного бетону, заповнюють частину конструкції перекриття, одночасно утворюючи пустоти і зменшуючи масу перекриттів.

Перераховані ефективні конструктивні рішення дозволяють знизити масу перекриттів на 30-40%, зменшити витрати арматури в 1,3 - 1,5 разів, знизити масу будівлі в цілому на 25-30%. Використання легких конструктивних бетонів дозволяє ще більше підвищити ефективність застосування таких конструкцій.

При видаленні бетону з розтягнутої зони зберігають лише ребра шириною, необхідної для розміщення зварних каркасів і забезпечення міцності панелей по похилому перерізі. При цьому панелі в прольоті між ребрами працюють на вигин як балки таврового перетину. Верхня полиця панелі також працює на місцевий вигин між ребрами. Нижня полиця, що утворюється замкнуте порожнечу, створюється при необхідності влаштування гладкої стелі. За формою поперечного перерізу панелі перекриттів

можуть виготовлятися з овальними, круглими, кулястими і вертикальними порожнечами, ребристими з ребрами вгору і ребрами вниз, суцільні. У панелях з пустотами мінімальна товщина полиць складає 25-30 мм, ребер 30-35 мм, в ребристих панелях з ребрами вниз товщина полиці - плити 50-60 мм. [4-6]

На рис. 4 наведена конструкція порожнинного перекриття з круглими пластиковими кулями системи "Bubble Desk" фірми «Собіах».



Рис. 4. Фрагмент укладання на поверхню опалубочного настилу арматурних каркасів з поліетиленовими порожніми кулями.

У місцях розташування отворів в перекритті, сполучення перекриттів з вертикальними несучими конструкціями влаштовують суцільну монолітну залізобетонну плиту.

За даними фірми «Собіах» витрата бетону на одиницю площі перекриття скорочується на 32%, економія арматурної сталі і зменшення витрати бетону на влаштування фундаментів будівлі становить 20%, кількість колон зменшується на 40%. Пропонована система дозволяє зводити безбалкові перекриття, в зв'язку з чим досягається економія бетону на влаштування прогонів і балок скорочення часу на виконання опалубних робіт.

Застосування системи відкриває широкі перспективи для творчості архітекторів і дизайнерів. З'являється можливість перекривати значні площі з розміщенням мінімальної кількості опор.

При товщині покриття до 30 см його маса дозволяє обмежитися значно меншим числом опорних стійок, при цьому доцільно використовувати для влаштування покриття легкий бетон,

наприклад, керамзитобетон. Застосування конструктивного керамзитобетону об'ємною масою 1700-1800 кг / м<sup>3</sup> дає можливість знизити вагу покриття на 20-25%.

При проектуванні громадських будівель, спортивних споруд і т.п., застосовуючи систему "Bubble Desk", архітектор має можливість перекривати великі простори, використовуючи нестандартні оригінальні рішення (рис.5). [8-10]



Рис. 5. Можливості системи для ефективних архітектурних рішень.



Рис. 6. Приклад розташування порожниноутворювачів.

У світовій будівельній практиці є приклади влаштування монолітних перекриттів з круглими порожнечами, які отримуються

шляхом розміщення в них полімерних або картонних труб. Однак така технологія не знайшла широкого застосування, оскільки пов'язана з додатковою витратою матеріалів і досить трудомістка.

Незважаючи на суттєву ефективність багатопорожнистих монолітних плит, зведення багатоповерхових будівель в нашій країні ведеться в основному із суцільними перекриттями. Це пов'язано як із технологічною простотою зведення таких перекриттів, так і відсутністю наукових досліджень і нормативної бази для їх проектування.

Для вирішення другої частини проблеми передбачається виготовлення натурального фрагменту перекриття з порожнистими вкладишами (рис. 6 - 11) з подальшим його випробуванням.

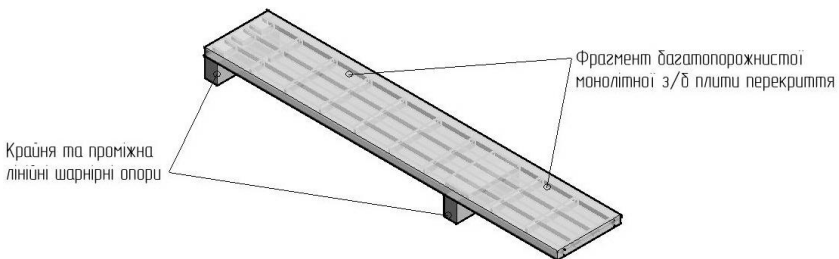


Рис. 7. Аксонометрія натурального фрагменту перекриття з порожнистими вкладишами.

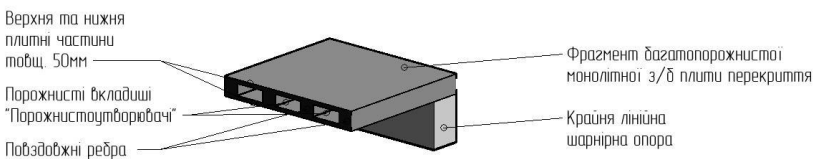


Рис. 8. Аксонометричний розріз натурального фрагменту перекриття з порожнистими вкладишами.

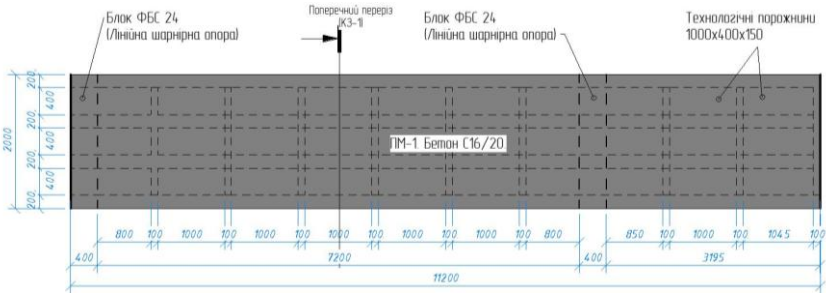


Рис. 9. Опалубочний план натурального фрагменту перекриття з порожнистими вкладишами.



Рис. 10. Поперечний переріз фрагменту перекриття.

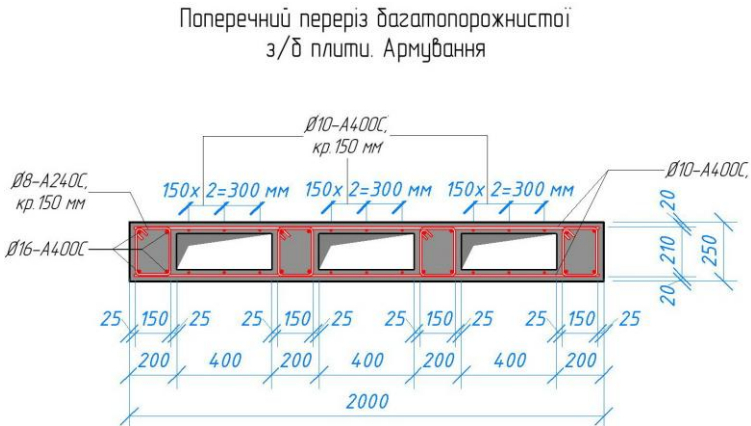


Рис. 11. Схема армування фрагменту перекриття.

Виконано моделювання роботи натурального фрагменту з використанням програмного комплексу "SCAD OFFICE". Розроблена багатоелементна розрахункова модель (умовно "точна", рис 12 -15) для аналізу напружено деформованого стану експериментального фрагменту. Розробляється спрощена розрахункова модель адекватна "точній" для використання в просторовій розрахунковій моделі багатоповерхового будинку з багатопорожнистими плитами.

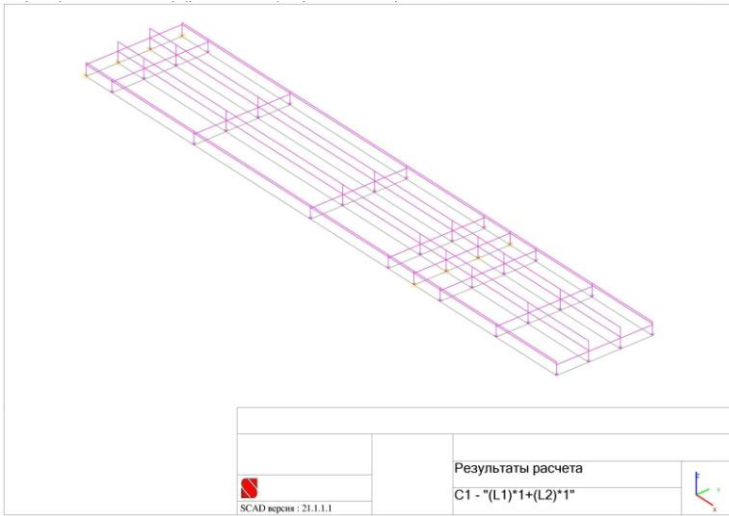


Рис. 12. Розрахункова модель багатопорожнистої плити.

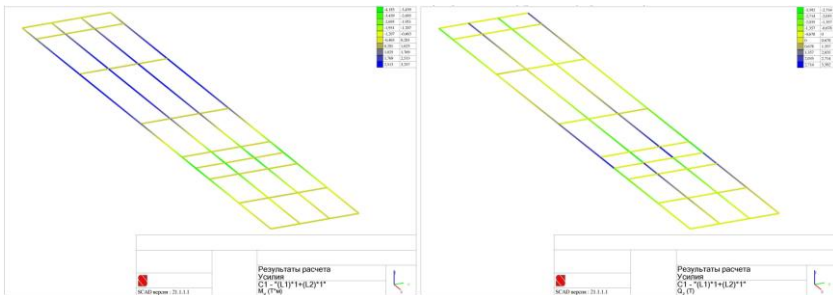


Рис. 13. Спюра зусиль  $Q_y$  в нижній та верхній зонах елементів.

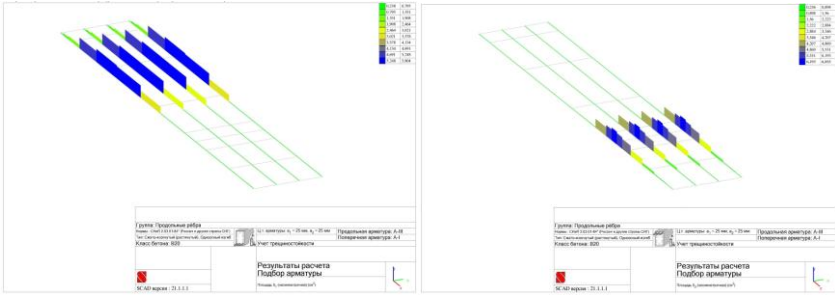


Рис. 14. Розрахункова площа арматури у нижній та верхній зонах елементів.

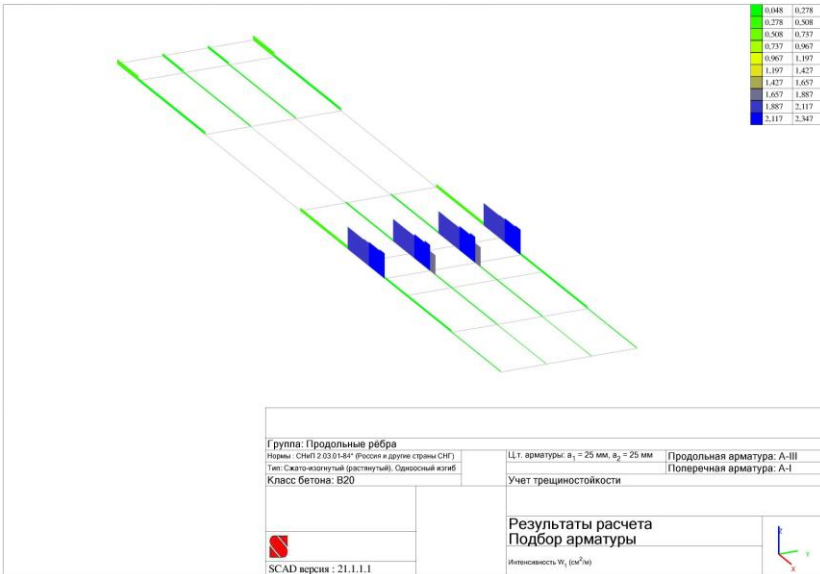


Рис. 15. Розрахункова площа поперечного армування елементів.



1. Сагадеев Р.А. "Современные методы возведения монолитных и сборно-монолитных перекрытий". Учебное пособие. М., ГАСИС, 2008.
2. Казаков Ю.Н., Рафальский Ю.Е. Новые зарубежные строительные технологии. Санкт-Петербург. «ДЕАН», 2007.
3. Mota, M. (2009). Voided Two-Way Flat Plate Slabs. Structure , (April), 7.
4. Nasvik, J. (2011). On the Bubble. Concrete Construction, (December), 10/28/2012.
5. CBD-MS & CRO, Cobiax Technology Handbook, Switzerland: Cobiax Technologies AG Zug
6. BubbleDeck Design Guide for compliance with BCA using AS3600 and EC231, October 2008. Unpublished manuscript.
7. Tina L (2010). Structural behavior of Bubble Deck slabs and their application to lightweight bridge decks, Master of Engineering in Civil and Environmental Engineering at the Massachusetts Institute of Technology, USA.
8. C. C. Marais, "Design adjustment factors and the economical application of concrete flat slabs with internal spherical voids in south Africa", M.E Dissertation, University of Pretoria.
9. Mike Mota, "Voided slabs then and now", Concrete Industry Board Bulletin, summer 2010
10. M.Aldejohann&Schnellenbach, "Investigations on the Shear Capacity of Biaxial Hollow Slabs – Test results and Evaluation. Darmstadt Concrete, V. 18, 2003

УДК 628.16

**РОЗРАХУНОК ТА ПРОЕКТУВАННЯ СТАНЦІЇ  
ВОДОПІДГОТОВКИ**

**CALCULATION AND DESIGN OF WATER PREPARATION  
STATION**

**Куницький С.О., к.т.н., с.н.с. (НУВГП, м. Рівне), Пінчук О.Л., к.т.н., доцент (НУВГП, м. Рівне), Шевченко Т.О., к.т.н., доцент (ХНУМГ ім.О.Бекетова, м. Харків), Шевченко А.О., аспірант (ХНУМГ ім.О.Бекетова, м. Харків), Андрійчук О.В., к.т.н., доцент (Луцький НТУ, м. Луцьк)**

**Kynutskyi S.O., Ph.D., Senior Research Fellow (National University of Water Management and Nature Resources Use, Rivne), Pinchuk O.L., Ph.D., senior lecturer (National University of Water Management and Nature Resources Use, Rivne), Shevchenko T.O. Ph.D., senior lecturer (O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv, Kharkiv), Shevchenko A.O., postgraduate (O.M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv, Kharkiv), Andriychuk O.V., Ph.D., associate Professor (Lutsk National Technical University, Lutsk)**

Розглянуті основні рішення щодо проектування станції водопідготовки із використанням нового типу завантаження з врахуванням принципів енергоощадності. Приведено методику та математичний апарат розрахунку пінополістирольних фільтрів.

The main decisions concerning the design of a water treatment plant using a new type of loading taking into account the principles of energy efficiency are considered. The method and matrix apparatus for calculating foam polystyrene filters are given. The technological scheme of contact de-ironing of water at the station of water treatment and disinfection of water in the settlement of Goshcha of the Rivne region is introduced. The quality of underground water purification from iron compounds and associated gas complexes is investigated. The results of empirical research on natural water are analyzed. Solutions for improving the operational parameters of the water treatment plant and its individual units have been developed.

Ключові слова: фільтр, водопідготовка, підземні води, аерація, незалізнення, технологічна схема, реконструкція.

Keywords: filter, water treatment, groundwater, aeration, disinfection, technological scheme, reconstruction.

З кожним роком підвищуються вимоги до якості питної води. Дедалі частіше розробляються нові та вдосконалюються існуючі технології з метою їх ресурсоощадності та здешевлення експлуатації водоочисного обладнання.

Водопостачання в Україні здійснюється переважно з поверхневих та підземних джерел [1].

Поверхневі води найчастіше містять завислі речовини, характеризуються значною забарвленістю, мають специфічний запах та присмак. Такі домішки погіршують фізико-хімічні параметри води й потребують вилучення перед транспортуванням у водопровідну мережу [1, 2]. Очищена вода повинна відповідати нормативним вимогам до її складу [3].

Підземним водам характерне тісне контактування з найрізноманітнішими породами, ускладнений річний обмін між водоносними горизонтами, відсутність зв'язку з атмосферою й обмежена взаємодія з поверхневими водами. Підземні води включають складний комплекс газів, іонів, часток мінерального й органічного походження. Наявність і взаємодія цих компонентів обумовлюють властивості й особливості води, відмінність підземних вод між собою як за загальною мінералізацією, так і за іонним та газовим складом [1-2, 4-7].

Воду підземних джерел споживає практично все населення сільських населених пунктів північних, західних, північно-східних та деяких інших регіонів України.

Підбір конструктивних параметрів технологічних схем водопідготовки дає змогу знизити витрату енергоресурсів та поліпшити якість фільтрату.

Одним із напрямків водопідготовки із природних джерел є пошук нових принципів очищення води фільтруванням та вдосконалення роботи окремих вузлів та елементів споруд [4]. Результати досліджень висвітлені в роботах М.Д. Мінца, Г.І. Ніколадзе, О.Я. Олійника, М.Г. Журби.

Ще одним з напрямків досліджень по підвищенню ефективності очищення води на зернистих фільтрах є пошук матеріалів з високою пористістю та питомою поверхнею [4-9]. Такі проблеми водопідготовки розглянуті в працях П.Д. Хоружого, В.О. Орлова, I. Bartha, P. Coj'ocariu, Fewtrell, R.O. Hallberg, Gehringer, Zalewski та інших.

Використання підземних вод є пріоритетнішим, оскільки вони менш каламутні, хоча часто мають значний вміст заліза, марганцю, вуглекислоти та розчинені гази [7-9].

Головною метою статті передбачається запроєктувати водоочисні фільтри за загальноприйнятою методикою розрахунку, врахувавши поправки на нове пінополістирольне завантаження.

Задачі статті:

- розрахувати водоочисні фільтри з поправкою на новий тип завантаження;
- розробити механізм експлуатації пінополістирольних фільтрів;
- апробувати результати досліджень у виробничих умовах;
- обґрунтувати рекомендації експлуатації пінополістирольних фільтрів для водопідготовки залізовмісних вод.

Пропонується вдосконалити існуючу технологічну схему водопідготовки з використанням технології контактного знезалізнення води. Провести дослідження ефективності знезалізнення підземних вод у виробничих умовах.

Працівниками Національного університету водного господарства та природокористування було укладено договір №3-107 з Рівненським обласним виробничим комунальним підприємством водопровідно-каналізаційного господарства «Рівнеоблводоканал». Згідно договору продуктивність діючої станції знезалізнення складає 1740 м<sup>3</sup>/добу й потрібно запроєктувати технологічну схему водопідготовки, яка включатиме ресурсоощадні пінополістирольні фільтри.

Станція знезалізнення води розрахована на рівномірну роботу фільтрів впродовж всієї доби [4], тому розрахунок ведеться на середньогодинну витрату.

Годинна продуктивність станції розраховується за формулою:

$$q_{\text{год}} = \frac{Q_{\text{вс}}}{T_{\text{вс}}} \quad (1)$$

$$q_{\text{зод}} = \frac{1740}{24} = 72,5 \text{ м}^3 / \text{год}$$

Секундна витрата станції:

$$q_c = \frac{q_{\text{зод}}}{3,6} \quad (2)$$

$$q_c = \frac{72,5}{3,6} = 20,14 \text{ л/с}$$

Загальна площа фільтрів визначається:

$$F_{\phi} = \frac{Q}{TV_{\phi}'' - 3,6n_{\text{пр}}\omega t_1 - n_{\text{пр}}t_2V_{\phi}''}, \text{ м}^2 \quad (3)$$

Q – корисна продуктивність станції, м<sup>3</sup>/добу;

T – тривалість роботи станції упродовж доби, 24 год;

V<sub>φ</sub><sup>н</sup> – розрахункова швидкість фільтрування в нормальному режимі, приймається з врахуванням емпіричних досліджень, V<sub>φ</sub><sup>н</sup>=7 м/год;

n<sub>пр</sub>=1 – кількість промивок одного фільтра за добу при нормальному режимі експлуатації;

ω – інтенсивність промивки, приймається з врахуванням емпіричних досліджень, ω=17 л/(с·м<sup>2</sup>);

t<sub>1</sub> – тривалість промивки, 3 хв або 0,05 год;

t<sub>2</sub> – тривалість простою фільтра у зв'язку з промивкою (0,17 год).

$$F_{\phi} = \frac{840}{24 \cdot 7 - 3,6 \cdot 1 \cdot 17 \cdot 0,05 - 1 \cdot 0,17 \cdot 7} = 5,13 \text{ м}^2$$

Сумарна площа фільтрів склала 5,13 м<sup>2</sup>, тому приймається кількість фільтрів рівною n<sub>φ</sub> = 4 шт.

Фільтри у плані мають круглу форму і сконструйовані з сталевих труб великого діаметру ДСТУ 4581-4:2006, які є в наявності, три з них умовним діаметром проходу 1400 мм (1420x18,7), один – 1200 мм (1220x14), виходячи з конструкторського рішення.

Необхідна площа одного фільтра знаходиться за формулою:

$$F_{\phi} = \frac{\pi d^2}{4}, \text{ м}^2 \quad (4)$$

де d – внутрішній діаметр фільтра.

Підставивши значення для діаметрів фільтрів:

$$\text{Для 1400: } F'_{\phi 1} = \frac{3,14 \cdot 1,383^2}{4} = 1,5 \text{ м}^2$$

(для 3-х фільтрів площа рівна  $F'_\phi = 4,5 \text{ м}^2$ )

$$\text{Для } 1200: F'_{\phi 2} = \frac{3,14 \cdot 1,192^2}{4} = 1,1 \text{ м}^2$$

Сумарна площа всіх фільтрів, що дозволить повністю пропустити розрахункові витрати води становить  $F_\phi = 5,6 \text{ м}^2$ .

Промивні витрати води розраховуються за формулою:

$$q_{np} = F_{\phi 1} \cdot \omega, \text{ л/с} \quad (5)$$

Для 1400 мм

$$q_{np} = 1,5 \cdot 17 = 26 \text{ л/с}$$

Для 1200 мм

$$q_{np} = 1,1 \cdot 17 = 19 \text{ л/с}$$

Втрати напору по кожній конкретній ділянці визначалися за виразом:

$$h = 1,1 \cdot \frac{1000i}{1000} \cdot l \quad (6)$$

де 1,1 – коефіцієнт, що враховує місцеві втрати напору по ділянці трубопроводу;

1000i – гідравлічний похил ділянки, збільшений в 1000 разів;

l – довжина ділянки, м.

Повітрявідділювач проектується як взаємозв'язана з фільтрами регуляційна споруда, в якій найбільш інтенсивно протікає процес окиснення заліза. Фільтри разом з повітрявідділювачем працюють як єдина гідравлічна система, що підтверджена відповідним патентом України на корисну модель №63282 «Установка для знезалізнення води» [10];

Фільтри виводяться на промивку по одному, тому розрахунок трубопроводів збору промивної води проводимо по найбільшій промивній витраті. Промивку можна проводити як сталою, так і в переривчастому режимі [4].

Діаметри трубопроводів визначаються із умов швидкостей руху води в них, які приймаються відповідно до норм [1, 4, 6]. Визначення діаметрів технологічних трубопроводів проводимо в табличній формі (таблиця 1).

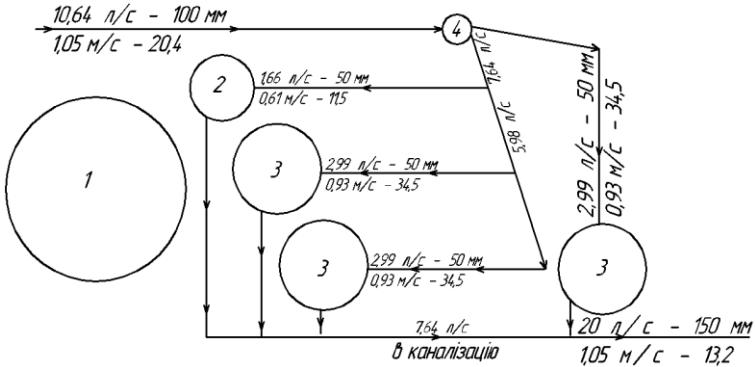


Рисунок 1 – Схема розподілу потоків води між фільтрами  
 1 – існуючий пінополістирольний фільтр, діаметром 2700 мм; 2 – пінополістирольний фільтр діаметром 1200 мм; 3 – пінополістирольні фільтри діаметром 1400 мм; 4 – повітрявідділювач діаметром 600 мм.

Таблиця 1 – Визначення діаметрів технологічних трубопроводів станції

№ п/п	Назва трубопроводів	Розрахункова витрата, л/с	Діаметр умовного проходу, мм	Розрахункова швидкість, м/с
1	Від свердловини	10,64	100	1,05
2	До повітрявідділювача	10,64	100	1,05
3	Від повітрявідділювача до пінополістирольного фільтра	1200	50	0,61
		1400	50	0,93
4	На відведення фільтрату до РЧВ:	8,3	100	0,93
5	На відведення промивної води від фільтрів:	1200	125	1,48
		1400	150	1,43

У складі природних підземних вод смт Гоща присутні сірководень, марганець, вуглекислота, залізо, концентрація якого у вихідній воді становить 1,31 мг/дм<sup>3</sup>. Графіки залежності початкових втрат напору від тривалості та швидкості фільтрування з концентрацією заліз у вихідній воді 1,31 мг/дм<sup>3</sup> приведені на рисунку 2.

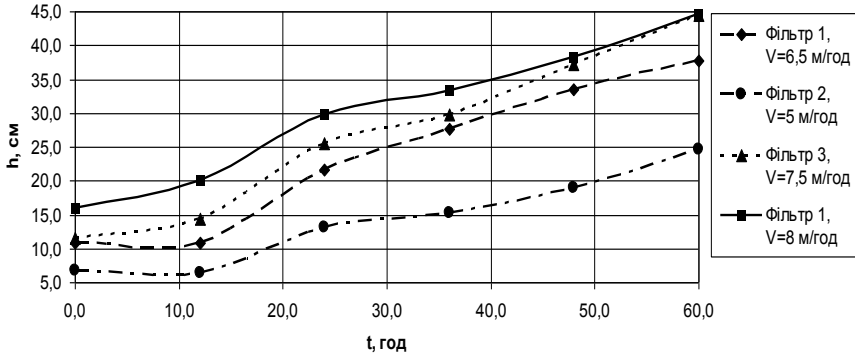


Рисунок 2 – Графіки залежності  $\Delta h = f(t, v_{\phi})$  фільтроциклу тривалістю 3,5 діб без промивок на станції знезалізнення смт Гоща Рівненської області

Приклад якості очистки води пінополістирольними фільтрами у різні дні місяців при різних швидкостях фільтрування приведено в таблиці 2.

Таблиця 2 – Концентрація заліза у очищеній воді

Дата	Концентрація заліза, мг/дм <sup>3</sup> (норма менше 0,2 мг/дм <sup>3</sup> )				
	Вхідна вода	I Фільтр	II Фільтр	III Фільтр	IV Фільтр
04-11-2016	1,31	0,09	0,05	0,16	0,10
15-12-2016	1,31	0,05	0,06	0,12	0,05
08-02-2017	1,31	0,12	0,05	0,18	0,13

Таким чином, дослідження фільтрів з плаваючою пінополістирольною засипкою показало, що якість очищеної води за пропонуваним методом відповідає нормативним вимогам.

Розраховано технологічну схему станції знезалізнення смт Гоща шляхом влаштування 4-х пінополістирольних фільтрів з висхідним фільтраційним потоком води та одного спільного повітрявідділювача.



Порівняно та проаналізовано фізико-хімічні показники якості води до та після процесу контактного знезалізнення води, зроблені комплексні дослідження втрат напору у фільтруючій засипці при різних режимах та умовах роботи фільтрів.

Робота фільтрів при розрахункових швидкостях фільтрування є задовільною, якість фільтрату знаходиться в рекомендованих межах. Обґрунтовано рекомендації експлуатації пінополістирольних фільтрах для водопідготовки залізовмісних вод.

1. Орлов В.О. Дослідження процесу знезалізнення підземної води на зернистих фільтрах з підвищеною крупністю гранул / В.О. Орлов, С.Ю. Мартинов, С.О. Куницький, М.М. Меддур // Вісник НУВГП: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2012. – Випуск 4(60). – 268 с.

2. Schöntag J. M. Water quality produced by polystyrene granules as a media filter on rapid filters [Text] / J. M. Schöntag, B. S. Pizzolatti, V. H. Jangada, F. H. de Souza, M. L. Sens // Journal of Water Process Engineering. 2015. – Vol. 5. – P. 118–126.

3. ДСанПіН 2.2.4-171-10 Гігієнічні вимоги до води питної, призначеної для споживання людиною. 12.05.2010 (Нормативні директивні правові документи).

4. Очищення природної води на пінополістирольних фільтрах / В.О. Орлов, С.Ю. Мартинов, А.М. Орлова, В.О. Зошук, Н.Л. Мінаєва, С.О. Куницький та ін.; під заг. ред. В.О. Орлова. Монографія. – Рівне: НУВГП, 2012. – 172 с.: іл.

5. Żurek A. Environmental flow as an area of potential conflict between the role of groundwater in the supply and its environmental function [Text] / Anna Żurek // Acta Scientiarum Polonorum. 2014. – Issue 13 (4). – P. 301–314.

6. Хоружий П.Д. Ресурсозберігаючі технології водопостачання / П.Д. Хоружий, Т.П. Хомутецька, В.П. Хоружий. –Київ, Аграрна думка, 2008. – 269 с.

7. Чарний Д.В. Методологічні підходи до розробки промислових станцій підготовки підземної води продуктивністю 1-4 м<sup>3</sup>/г / Д.В. Чарний, І.А. Гамрецький, О.В. Рубан, М.М. Колесник // Вода і водоочисні технології. – 2006. – №4 – С. 24–27.

8. Ютилов М. МЖФ – Марганец Железо Фильтр – Новый фильтрующий материал для обезжелезивания / М. Ютилов // Вода и водоочистные технологии. – 2011. – №2(56). – С. 38–43.

9. Gerdes H. Buletinul stiintific al Universitatii "Politehnica" din Timisoara, Romania seria hidrotehnica. Tomul 52, Fascicola1: Groundwater management and climate change / Heiko Gerdes, Marcus Kampf. // 2009. – p. 34–36. 10. Патент 63282, С 02 F 1/64. Установка для знезалізнення води / В.О. Орлов, В.О. Зошук, С.О. Куницький. – 2011. – Бюл. №19.

УДК 624.072.014

**ЕФЕКТИВНІ ЕЛЕМЕНТИ СТАЛЕВИХ РАМ  
ДВОТАВРОВОГО ПЕРЕРІЗУ**

**EFFECTIVE SECTIONS OF ELEMENTS OF STEEL  
FRAMES OF I-SECTION**

**Купченко Ю.В., к.т.н., доц. (Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса), Дібров І.О., студент-магістр (Одеська державна академія будівництва та архітектури, м. Одеса)**

**Kupchenko Y.V., Ph.D., senior lecturer (Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa), Dibrov I.A., master's student-degree (Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, Odessa)**

Розглядаються питання застосування рам із двотаврів з гофрованою стінкою, галузі використання таких конструкцій, особливості їх напружено-деформованого стану.

The questions of application of frames made of I-beams with a corrugated wall, areas of application of such structures, and features of their stress-strain state are considered. The features of calculation are considered on durability and stability of elements of frames with the corrugated wall. Additional researches of dependence of tensions of change are needed from transversal force, and also stability of elements of variable section with the corrugated wall. Projected frame by flight 24 meters from elements with the corrugated wall more economical than frame with elements with a continuous wall to 12 %.

Ключеві слова: сталеві рами, двотаврові перерізи, гофровані стінки, стиск, згин, міцність, стійкість.

Keywords: steel frames, I-sections, corrugated walls, compression, bend, strength, stability.

Сталеві рами з двотаврів постійного або змінного перерізу по довжині елемента відомі давно. Це і двотаврові балки із гнучкою стінкою, вимоги до проектування яких були відсутні в державних будівельних нормах [1], а на сьогодні відображені в [2], але з великими обмеженнями по використанню. Це і зварні двотаври змінного перерізу, які дають значний економічний ефект не тільки з позицій зменшення витрат сталі, але і завдяки можливості проектування будівлі з раціональними енергетичними витратами [3]. Бажання отримати ще більш ефективну конструктивну форму елемента рами, в якій тонка стінка буде виконувати свої функції без втрати стійкості (на відміну від балок із гнучкою стінкою), привело до створення балок, в яких для забезпечення місцевої стійкості стінки у поперечному напрямку утворюються гофри (рис. 1). Завдяки високій тонкостінності (товщина стінки 1.5...3 мм, а висота до 1500 мм) такі балки ефективні за витратами сталі. В державних нормах [2], п. 5.2.1 рекомендується застосовувати прогресивні тонколистові конструкції, передбачити технологічність і найменшу трудомісткість виготовлення конструкцій. Національний стандарт України Єврокод 3 [4] також рекомендує широке застосування елементів з ефективними перерізами. Тому використання двотаврових перерізів з гофрованими синусоїдальними стінками є актуальним.

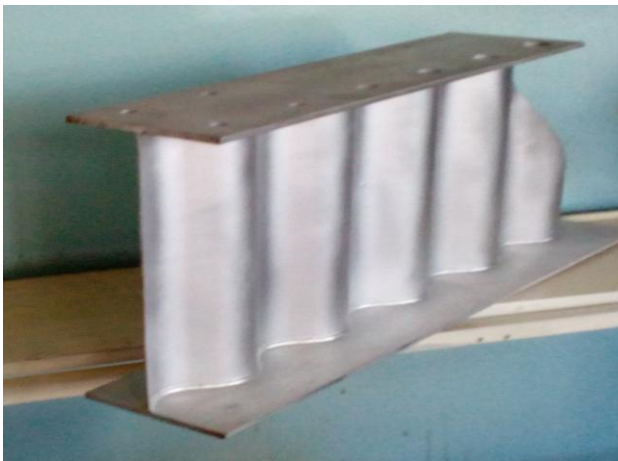


Рис. 1. Елемент двотаврового перерізу з гофрованою (синусоїдальною) стінкою на стенді кафедри МДтаПК ОДАБА

Норми проектування [1] ще не містили вказівок щодо розрахунку елементів з гофрованою стінкою, але конструкції з такими перерізами вже використовували. Державні норми [2] вже мають рекомендації щодо розрахунку балок з синусоїдальною стінкою.

Гофрована стінка, в порівнянні з плоскою гнучкою стінкою, значно довше зберігає місцеву стійкість і тому несуча здатність такого елемента значно вища. Розрахунок на міцність елементів із гофрованою стінкою базується на дослідженнях які вказують, що гофрована стінка сприймає нормальні напруження лише у вузькій зоні біля поясів. Вплив цих ділянок на несучу здатність незначний і його не враховують. Згинальний момент сприймають тільки пояси і перевірку міцності виконують наступним чином:

$$\frac{N}{A_{2fn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \pm \frac{M}{A_{fn} \cdot h_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (1)$$

де  $h_1$  – відстань між центрами ваги поясів;  $A_{fn}$  – менша площа нетто одного з двох поясів двотавра;  $A_{2fn}$  – площа нетто двох поясів двотавра.

Елементи рам, які сприймають стиск і згин, перевіряють на стійкість в площині стінки та із площини стінки, як для окремих центрально стиснутих поясів двотавра.

Стійкість стиснутих поясів в площині стінки перевіряють за формулою:

$$\frac{N}{\varphi_f \cdot A_f \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (2)$$

де  $\varphi_f$  – коефіцієнт стійкості, який визначається як для центрально стиснутого стержня в залежності від гнучкості  $\lambda = l_{ef}/i_f$ , а  $i_f$  – радіус інерції стиснутого поясу в горизонтальній площині та  $l_{ef}$  – відстань між точками закріплення стиснутого поясу від горизонтальних переміщень; сила стиску в поясі з урахуванням максимального згинального моменту на ділянці між точками розкріплення дорівнює  $N = M/h_1$ .

Стійкість елемента з гофрованою стінкою із площини стінки перевіряють як для наскрізних стиснутих конструкцій:

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A_f \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3)$$

де  $\varphi_e$  – коефіцієнт, який визначається як для позacentровано-стиснутого стержня в залежності від умовної гнучкості стиснутого поясу і приведенного відносного ексцентриситету  $m_{ef} = \eta \cdot m = 6 \cdot M_y / (N_f \cdot b_f)$ .

При перевірці стійкості із площини стінки розрахунок проводять без врахування напружень зсуву. Піддатливість гофрованої стінки та її вплив на стійкість стержня, залежність деформацій зсуву від поперечної сили знайти досить складно, бо податливість стінки залежить не тільки від деформацій зсуву, але і місцевої стійкості гофрів. Наведене вище потребує додаткових досліджень, а на сьогодні розрахунок ведуть як для сплошностінчатих стержнів, призначаючи коефіцієнт впливу форми перерізу  $\eta = 1$ .

Ще більшу економію дасть використання в рамках елементів змінного перерізу із гофрованою стінкою, де косий різ стінки (рис. 2) легко виконується на заводах України за допомогою устаткування роботизованої лінії австрійської фірми "ZEMAN BAUELEMENTE Produktionsgesellschaft mbH" [6].



Рис. 2. Виготовлення двотаврів змінного перерізу із гофрованою стінкою

Стійкість таких елементів на сьогодні перевіряється як для сплошностінчатих двотаврів. Наскільки це дійсно, які розрахункові довжини елементів з гофрованою стінкою змінного перерізу потребує додаткових досліджень.

Данні рекомендації по розрахунку елементів з гофрованими стінками були використані при проектуванні станції технічного обслуговування великовантажного транспорту з поперечною рамою прольотом 24 м. В порівнянні з рамою із сплошностінчатих двотаврів змінного перерізу економія сталі склала по стійкам 12 %, а по ригелям 9 %. Ще більшої економії можна досягти при використанні елементів із гофрованими стінками змінного перерізу при відповідних додаткових дослідженнях стійкості таких елементів.

1. ДБН В.2.6-163:2010 Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу // К.: Мінрегіонбуд України. – 2010. – 220 с.

2. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування // К.: Мінрегіонбуд України. – 2014. – 199 с.

3. Білик С.І Рациональні сталеві елементи рам двотаврового перерізу зі змінною висотою стінки / Білик С.І., Недоходюк І.Д. // Збірник наукових праць УНДПІСК ім. В.М. Шимановського. – К.: – 2009. – Вип. 4. – с. 133...140.

4. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010 Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд // К.: Мінрегіонбуд України. – 2011. – 150 с.

5. Нилов А.А. К вопросу о нормативном обеспечении проектирования стальных двутавров с гофрированными стенками / Нилов А.А., Лазнюк М.В., Мартынюк А.Я. // Збірник наукових праць УНДПІСК ім. В.М. Шимановського. – К.: – 2008. – Вип. 1. – с. 44...53.

6. Матеріали сайту <http://bfz.kiev.ua>

УДК 625.7/8

**УКРІПЛЕННЯ ГРУНТУ ЦЕМЕНТОМ ТА ДОБАВКОЮ  
«HYDROSTOP»**

**SOIL STRENGTHENING OF CEMENT AND ADDITIONAL  
«HYDROSTOP»**

**Маліков В.В., к.т.н., доцент, Панасюк Я.І. к.т.н., доцент, Ящук Ю.Ф., студент групи БДНс-63, (Луцький НТУ, м.Луцьк)**

**Malikov V.V. Ph.D., senior lecturer, Panasuk Y.I., Ph.D., senior lecturer, Yashchuk Y.F., student of BDNc-63 (Lutsk National Technical University, Lutsk)**

У статті висвітлюється питання укріплення ґрунту цементом з додаванням різної кількості добавки «HydroSTOP». Виконується дослідження границі міцності при стиску ґрунту укріпленого цементом в залежності від концентрації добавки «HydroSTOP».

The article covers the issue of soil strengthening with cement and with the addition of different amounts additive "HydroSTOP". A study is carried out on the strength of the soil by cement compression strength, depending on the concentration of the additive "HydroSTOP".

According to the results of studies on compressive strength, the optimal amount of HydroSTOP additive to cement-strengthened soil is 1% of the cement weight. With an increase in the amount of cement, the additive effect on compressive strength increases.

Ключові слова: ґрунт, цемент, добавка «HydroSTOP», міцність при стиску.

Keywords: soil, cement, additive "HydroSTOP", compressive strength.

Використання місцевих ґрунтів укріплених в'язучими матеріалами з додаванням добавок різного впливу при будівництві автомобільних доріг є одним із найбільш ефективних методів зменшення вартості будівництва в тих регіонах України де відсутні кам'яні матеріали.

Один із в'язучих матеріалів для укріплення ґрунтів є цемент. Застосування цементу при укріпленні ґрунтів у дорожньому будівництві відбулося ще на початку ХХ століття.

Сьогодні на ринку України є в наявності безліч добавок, які покращують дію гідралічного в'язучого цементу.[1-4] Однією з таких добавок є «HydroSTOP» торгової марки BauGut (країна-виробник Польща). Добавка «HydroSTOP» в'язка рідина прозорого кольору та за даними виробника підвищує водонепроникність, має пластифікуючи дію, підвищує аерацію розчинів на 5% та покращує морозостійкість [5]

При проведенні досліджень був використаний пісок мілкий з наступними характеристиками наведеними в таблиці 1, цемент Івано-Франківського цементного заводу марки М 400 [6], добавка «HydroSTOP» [5], вода [7].

Таблиця1  
Властивості прийнятого для досліджень ґрунту

Гранулометричний склад, %		
Розмір зерен, мм	2-1	0,4
	1-0,5	1,6
	0,5-0,25	32,8
	0,25-0,071	60,2
	<0,071	5
Границя текучості, %		7,5
Оптимальна вологість при максимальній щільності, %		7
Максимальна щільність при оптимальній вологості, г/см <sup>3</sup>		2,148

Для дослідження властивостей укріпленого ґрунту застосовувались методи викладені в нормативному документі [4].

Приготування сумішей з укріпленого ґрунту виконували в лабораторній мішалці МТЗ.

При приготуванні суміші до ґрунту додавали цемент у кількості 12 % та 14% від маси сухого ґрунту та перемішували, після чого вводили 10 % води від сухої цементогрунтової суміші,



або 10 % води з такою концентрацією добавки «HydroSTOP»: 0,5%; 1%; 3%, 5% від маси цементу.

Виготовлення циліндричних зразків діаметром та висотою 50 мм виконували в лабораторних умовах при температурі 20<sup>0</sup> С згідно [8-11]. Зразки формували шляхом ущільнення суміші за допомогою гідравлічного пресу при навантаженні 150 кгс/см<sup>2</sup> терміном 3 хв. Твердіння зразків проводилось в ексикаторах терміном 7 та 28 діб за нормальних умов та надалі визначались їхні характеристики міцності при стиску.

Результати виконаних експериментальних досліджень показують (рис. 1), що при укріпленні ґрунту 12 % цементу та введенні 1 % добавки «HydroSTOP» на 7 добу та 28 добу міцність при стиску збільшується на 3 % порівняно з цементогрунтом без додавання добавки. При збільшенні концентрації добавки міцність зменшується.

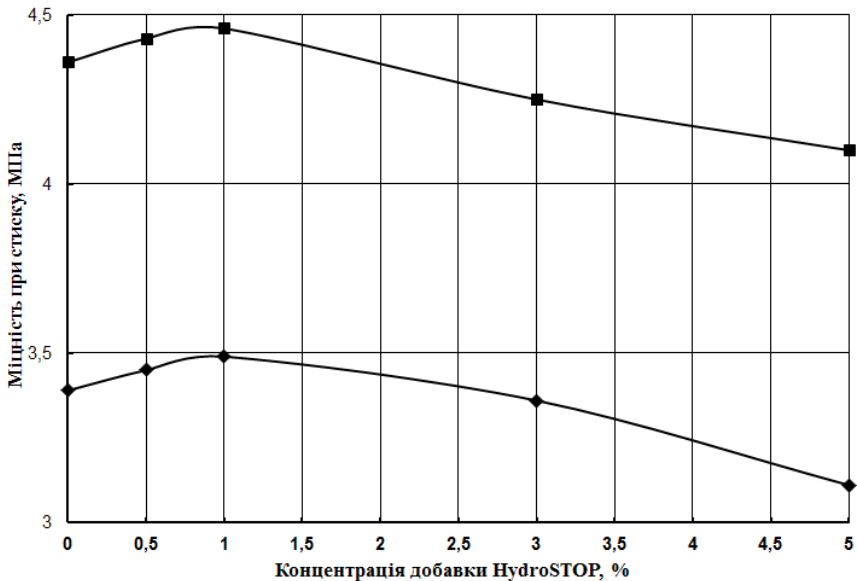


Рис. 1 – Залежність границі міцності при стиску ґрунту укріпленого 12 % цементу від концентрації добавки «HydroSTOP» (♦ – 7 діб; ■ – 28 діб)

На рис. 2 зображений вплив різних концентрацій добавки «HydroSTOP» при укріпленні ґрунту 14 % цементу на міцність при стиску. Дослідження показують збільшення міцності при стиску при використанні 1 % добавки «HydroSTOP» на 7 та 28 добу, відповідно на 9 % порівняно з ґрунтом укріпленим цементом без додавання добавки.

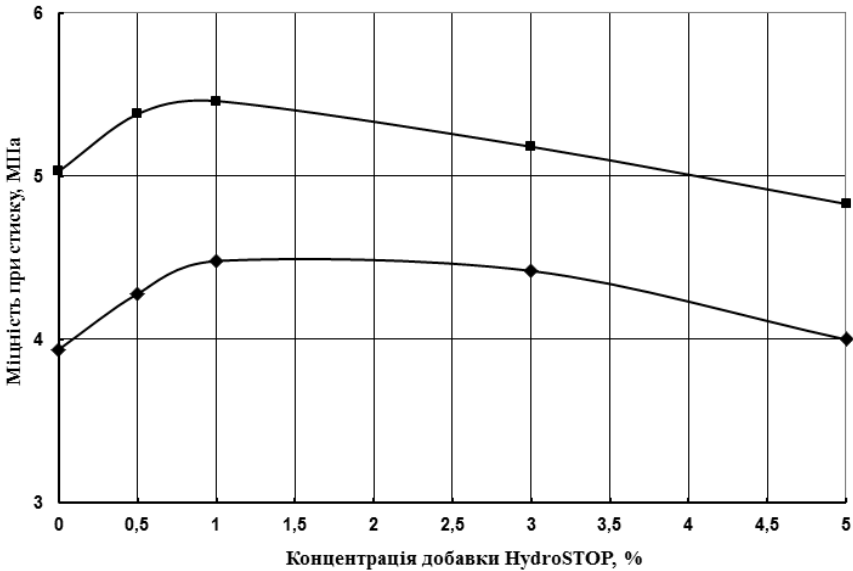


Рис. 2 – Залежність границі міцності при стиску ґрунту укріпленого 14 % цементу від концентрації добавки «HydroSTOP» (♦ – 7 діб; ■ – 28 діб)

Згідно з результатами досліджень за характеристикою міцності при стиску оптимальна кількість введення добавки «HydroSTOP» до ґрунту укріпленого цементом становить 1 % від маси цементу. При збільшенні кількості цементу вплив добавки на міцність при стиску збільшується.

1. Безрук В.М., Укрепление грунтов в дорожном и аэродромном строительстве. М.Транспорт, 1971. – 247 с.
2. Жданюк В.К. Властивості цементогрунту з добавками поліпропіленої фібри / В.К. Жданюк, А.С. Лапченко, Я.І. Панасюк – Автошляховик України – К. Укравтодор: 2012. – Вип. 1 – С 30-32.
3. Маліков В.В. Визначення морозостійкості комплексно укріплених ґрунтів / В.В. Маліков, Б.А. Боярчук, Я.І. Панасюк – Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві – Луцьк, 2015. – Вип. 4 – С. 99-106.
4. Маліков В.В. Дослідження властивостей ґрунтів укріплених цементом з додаванням хімічних добавок / В.В. Маліков, Б.А. Боярчук, Я.І. Панасюк – Проблеми розвитку міського середовища – К.: НАУ, 2016. – Вип. 2 (16) – 57-70.
5. Добавка для гидроизоляции бетона BauGut HydroSTOP / Електронний ресурс [ Режим доступу – [Ehttps://27.ua/shop/dobavka-dlya-gidroizolyatsii-betona-baugut-hydrostop-beton-51.html](https://27.ua/shop/dobavka-dlya-gidroizolyatsii-betona-baugut-hydrostop-beton-51.html)].
6. Будівельні матеріали. Цементи загальнобудівельного призначення. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-46: 2010 – Держкоммістобудування України К.: Держкоммістобудування України, 2011 – 15 с.
7. Будівельні матеріали. Вода для бетонів і розчинів. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-273:2011 (ГОСТ 23732-79). – [Чинний від 2012-12-01]. – К.: Науково-дослідний інститут будівельних матеріалів і продукції, 2011 – 28 с.
8. Шари дорожнього одягу з кам'яних матеріалів, відходів промисловості і ґрунтів укріплених цементом. Проектування та будівництво: ГБН В.2.3-37641918-554:2013. – К:Укравтодор-2013. – 43 с.
9. Споруди транспорту. Влаштування шарів дорожніх одягів з ґрунтів, укріплених в'язучими матеріалами: ВБН В.2.3-218-541:2010. – К.: Укравтодор, 2010 – 39 с.
10. Смеси щебеночно-гравийно-песчаные и грунты, обработанные неорганическими вяжущими материалами, для дорожного и аэродромного строительства. Технические условия: ГОСТ 23558-94. – М., 1994. – 9 с.
11. Споруди транспорту. Дорожній одяг нежорсткого типу : ВБН В.2.3-218-186-2004. – К.: Укравтодор, 2004. – 176 с.

УДК 539.3

**РОЗПОДІЛ ДИНАМІЧНИХ НАПРУЖЕНЬ У  
ПЛАСТИНАТИХ ЕЛЕМЕНТАХ КОНСТРУКЦІЙ З  
ОТВОРАМИ ЗА ДІЇ НЕРІВНОМІРНОГО ІМПУЛЬСНОГО  
НАВАНТАЖЕННЯ**

**DISTRIBUTION OF THE DYNAMIC STRESSES AT PLATE  
ELEMENTS OF CONSTRUCTIONS WITH HOLES UNDER THE  
ACTION OF UNSTEADY IMPULSE LOADS**

**Мікуліч О.А., к.т.н., доц., (Луцький національний технічний  
університет)**

**Mikulich O.A., Ph.D. in Engineering, Associate Professor, (Lutsk  
National Technical University)**

У роботі запропонована методика дослідження динамічного напруженого стану пластинчатих елементів конструкції з отворами за дії нерівномірного імпульсного навантаження, що прикладене до границі отвору.

The paper develops the dynamic stress state of plate elements of constructions with holes under the actions of unsteady impulse loads research technique. It is based on the Fourier transforms, boundary integral equation method and theory of complex variable function. The accuracy of the proposed method is ensured using of the discrete Fourier transform only for the search of the originals of dynamic stresses. The calculation of dynamic hoop stresses concentrations at the boundary of the plate elements and radial stresses in the plate element under the action of impulse load have been made. The method can be used for distribution of dynamic stresses at the plates with rivet connections research.

**Ключові слова:** плоска динамічна задача, нескінченна пластинка, отвір, нерівномірне імпульсне навантаження.

**Keywords:** dynamic plane problem, infinite plate, hole, unsteady impulse loads.

При розрахунку на міцність пластинчатих елементів конструкцій слід враховувати нерівномірність розподілу навантаження, що виникає на границі отвору. За дії динамічних навантажень, а особливо імпульсних, у таких елементах конструкцій концентрація напружень істотно відрізнятиметься від тих, що виникають за умов квазістатичного деформування.

Задача дослідження впливу довільного несиметрично-розподіленого вздовж границі отвору навантаження на динамічний напружений стан пластинок за дії ударного навантаження у [1] була розв'язана за допомогою методу кінцевих різниць за часом та рядів Фур'є відносно кутової змінної.

Проте, запропонований підхід не може бути використаний до дослідження напруженого стану пластинок за дії імпульсного навантаження, а також його безпосередньо не можна використовувати для випадків, коли пластинки послаблені отворами довільної форми.

У [2] запропонована методика дослідження динамічного розподілу напружень у пластинках з отворами за дії падаючої пружної слабкої ударної хвилі, що ґрунтується на сумісному використанні перетворення Фур'є за часом та методу граничних інтегральних рівнянь. На основі розробленого підходу у [1] досліджено розподіл динамічних кільцевих напружень у пластинках, послаблених круговими та еліптичними отворами.

У [3] запропоновану методику адаптовано до дослідження динамічного напруженого стану пластинок з прямокутними отворами. Числова реалізація запропонованого підходу здійснювалася на основі методу механічних квадратур та колокації із використанням конформного відображення для опису границі отвору. Такий підхід виявився ефективним при розрахунку динамічної концентрації напружень у пластинках, послаблених отворами складної форми.

Метою роботи є розробка методики дослідження динамічного напруженого стану пластинчатих елементів конструкцій, послаблених отворами довільної форми, за дії нерівномірного імпульсного навантаження, що прикладене до їх границі.

Розглянемо нескінченну ізотропну пружну пластинку, яка послаблена отвором, до границі якого прикладене нерівномірне навантаження, що змінюється з часом (рис. 1). Позначимо через  $L$  її

граничний контур. Віднесемо пружну пластинку до декартової системи координат  $Ox_1x_2$ , яку розмістимо у її центрі ваги.

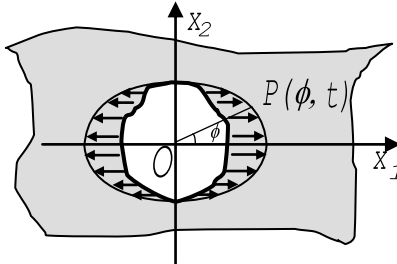


Рис. 1. Схема навантаження пластинки

Динамічне навантаження, що прикладене до границі отвору пластинки подамо у вигляді:

$$P(\phi, t) = \mathcal{A}(\phi) \cdot \varphi(t), \quad (1)$$

де  $\mathcal{A}(\phi)$  — функція, що описує зміну навантаження вздовж границі,  $\varphi(t)$  — функція, що описує зміну інтенсивності навантаження з часом.

Граничні умови задачі записуються так:

$$\sigma_n|_L = P(\phi, t), \quad \tau_{sn}|_L = 0.$$

Рівняння руху ізотропної пластинки у переміщеннях за відсутності масових сил мають вигляд [4]:

$$(\lambda + \mu)u_{i,ij} + \mu u_{j,ii} = \rho \frac{\partial^2 u_j}{\partial t^2}, \quad (2)$$

де  $\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) = \{u_j(\mathbf{x}, t)\}$ ,  $j = 1, 2$  — вектор переміщень довільної точки  $\mathbf{x} = \{x_1, x_2\}$ ;  $\lambda, \mu$  — сталі Ляме;  $\rho$  — густина матеріалу,  $(\cdot)_{,j}$  означає диференціювання по  $x_j$ .

Використовуючи перетворення Фур'є за часом [5] до (2), отримає рівняння, що еквівалентні до рівнянь усталених коливань з циклічною частотою  $\omega$  [2, 3].

Подальші дослідження будемо проводити у області Фур'є-зображень, де граничні умови задачі записуються у вигляді:

$$\tilde{\sigma}_n|_L = \tilde{P}(\phi, \omega), \quad \tilde{\tau}_{sn}|_L = 0, \quad (3)$$

причому  $\tilde{P}(\phi, \omega) = \int_{-\infty}^{\infty} P(\phi, t) e^{-i\omega t} dt$ .

Для розв'язання поставленої задачі у області Фур'є-зображень використаємо метод граничних інтегральних рівнянь, відповідно до якого потенціальне зображення загального розв'язку для переміщень у випадку першої основної задачі виберемо у вигляді [6]:

$$\tilde{u}_i(\mathbf{x}, \omega) = \int_L p_j(\mathbf{x}^0, \omega) \cdot U_{ji}^*(\mathbf{x}, \mathbf{x}^0, \omega) ds,$$

де  $p_1, p_2$  — невідомі комплексні потенціальні функції;  $U_{ij}^*$  — функції впливу, що вибрані з врахуванням умов Зоммерфельда [4] у вигляді [2, 3]. Інтегрування вздовж границі проводиться за змінними  $x_1^0, x_2^0$ , причому  $\mathbf{x}^0 = \{x_1^0, x_2^0\}$ .

Розрахувавши напруження в пластинці за формулами [4] та задовольнивши граничні умови (3), отримаємо систему інтегральних рівнянь для визначення невідомої на границі функції  $p = p_1 + ip_2$ :

$$\frac{1}{2} \operatorname{Re} \left( i \frac{p}{g'(\phi)} \right) |g'(\phi)| + \int_L f_1(\mathbf{x}, \mathbf{x}^0) p ds + \int_L f_2(\mathbf{x}, \mathbf{x}^0) \bar{p} ds = \tilde{P}(\phi, \omega);$$

$$\frac{1}{2} \operatorname{Im} \left( i \frac{p}{g'(\phi)} \right) |g'(\phi)| + \int_L f_3(\mathbf{x}, \mathbf{x}^0) p ds + \int_L f_4(\mathbf{x}, \mathbf{x}^0) \bar{p} ds = 0;$$

де  $g(\phi)$  — параметричне задання границі області,  $f_i, i = \overline{1, 4}$  — відомі функції. Відмітимо, що позаінтегральні члени у системі (4) отримані за граничного переходу на основі формул Племеля-Сохоцького [4].

Отриману систему інтегральних рівнянь розв'яжемо числово методами механічних квадратур та колокації [7], використовуючи при цьому для інтегралів з особливістю типу Коші уточнені квадратурні формули [7].

Після визначення невідомих на границі функцій, числовий розрахунок кільцевих динамічних напружень на границі отвору та радіальних напружень у пластинці проводився на основі залежностей:

$$\tilde{\sigma}_\theta = \frac{\nu}{2} \operatorname{Re} \left( i \frac{p}{g'(\phi)} \right) |g'(\phi)| + \int_L f_5(\mathbf{x}, \mathbf{x}^0) p ds + \int_L f_6(\mathbf{x}, \mathbf{x}^0) \bar{p} ds; \quad (4)$$

$$\tilde{\sigma}_r = \int_L f_1(\mathbf{x}, \mathbf{x}^0) p ds + \int_L f_2(\mathbf{x}, \mathbf{x}^0) \bar{p} ds;$$

де  $f_5, f_6$  — відомі функції.

Визначення оригіналів напружень (4) здійснювалося на основі оберненого перетворення Фур'є [5]:

$$\sigma(\phi, t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \tilde{\sigma}(\phi, \omega) e^{i\omega t} d\omega,$$

що за числового розрахунку напружень реалізовано на основі дискретного перетворення Фур'є [2, 3].

Використовуючи розроблену методику дослідимо розподіл динамічних кільцевих напружень на границі еліптичного отвору пружної ізотропної пластинки та зміну радіальних напружень у пластинці. Числові розрахунки проведемо для випадку отвору еліптичної форми з півсями  $0,5 a$  та  $a$ .

Числові розрахунки виконаємо для випадку модуляції імпульсу за часом у формі слабкої ударної хвилі [2, 3]:

$$\varphi(\tau) = p_* \tau^{n_*} e^{-\alpha_* \tau}, \quad \tau > 0, \quad n_* \geq 0,$$

де  $p_*, n_*, \alpha_*$  — сталі,  $\tau$  — безрозмірний часовий параметр:  $\tau = t \cdot c_1 / a$ ,  $a$  — деякий характерний розмір. Функція зміни навантаження вздовж границі задавалася у вигляді:

$$\mathcal{A}(\phi) = (1 + \cos(2\phi)) / 2.$$

Числові дослідження проведено для сталеві пластини з густиною  $\rho = 7,8 \cdot 10^3$  кг/м<sup>3</sup>, модулем Юнга  $E = 2 \cdot 10^5$  МПа та коефіцієнтом Пуассона  $\nu = 0,27$ . Отримані значення динамічних напружень віднесені до  $\sigma_0 = 10^3$  МПа. При розрахунках приймалося  $p_* = 185$ ;  $n_* = 2$ ;  $\alpha_* = 10$ ;  $a = 1$ ,  $\tau = 8$  [3].

На рис. 2 наведено результати розрахунків зміни з часом відносних кільцевих динамічних напружень на границі еліптичного отвору у точках  $\phi = 0^\circ, \phi = 30^\circ, \phi = 45^\circ, \phi = 60^\circ$  та  $\phi = 90^\circ$ .



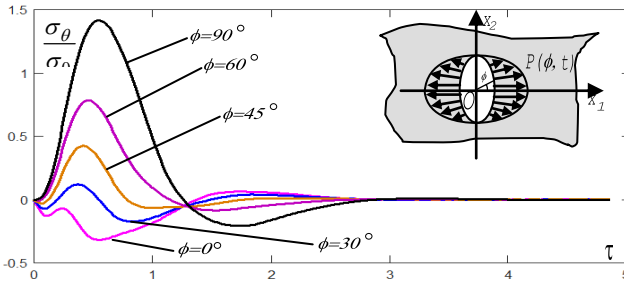


Рис. 2. Розподіл відносних динамічних кільцевих напружень на границі еліптичного отвору

Для дослідження згасання радіальних напружень визначено їх значення у перерізах пластинки, віддалених на відстань  $\delta = a$  (крива 1),  $\delta = 2a$  (крива 2),  $\delta = 4a$  (крива 3),  $\delta = 5a$  (крива 4) від центру отвору в точках на осі  $Ox_1$  (рис, 3, а) та  $Ox_2$  (рис, 3, б).

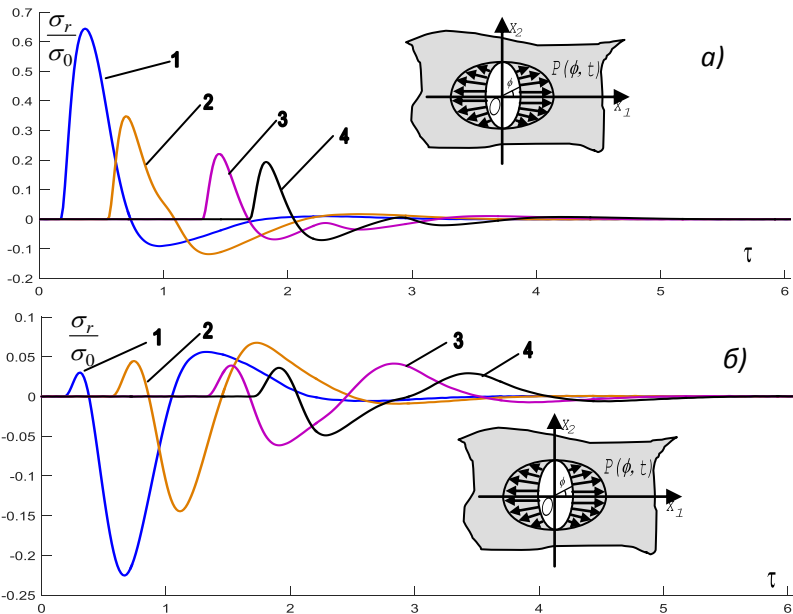


Рис. 3. Розподіл відносних динамічних радіальних напружень у пластинці з еліптичним отвором у перерізах, віддалених на відстань  $\delta = a$  (крива 1),  $\delta = 2a$  (крива 2),  $\delta = 4a$  (крива 3),  $\delta = 5a$  (крива 4) від центру отвору в точках на осі  $Ox_1$  (а) та  $Ox_2$  (б)

З рис. 2 видно, що найбільші значення динамічних кільцевих напружень на границі отвору виникають у точках великої півосі. Вони у 1,42 рази перевищують максимальне значення прикладеного до границі навантаження.

З рис. 3 видно, що у перерізах, віддалених на відстань  $5a$  від центру отвору, значення динамічних радіальних напружень становить 20% від максимального значення прикладеного навантаження.

Додатковою достовірністю розробленої методики є узгодження отриманих результатів з основними принципами хвильової механіки: значення радіальних напружень є нульовими до досягнення хвилею відповідного перерізу.

При статичних навантаженнях у тріщино подібних дефектах виникає істотна концентрація напружень у околі вершини тріщини. Для можливості застосування розробленої методики до дослідження динамічної концентрації напружень у пластинках з тріщино-подібними дефектами проведено розрахунок динамічного напруженого стану та визначено максимальні значення відносних кільцевих напружень на границі еліптичного отвору у точках великої півосі. Результати числових розрахунків наведено у таблиці 1. Також для порівняння наведено значення відносних кільцевих напружень у пластинці з тріщино-подібним отвором за статичного нерівномірного навантаження [4] та величини динамічного коефіцієнта концентрації напружень  $k_D$ .

Таблиця 1.

Максимальні динамічні відносні напруження на еліптичному отворі

Відношення півосей еліпса	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>20</b>
$\sigma_{\theta}^{дин} / \sigma_0$	0,7376	1,414	3,693	7,628	15,401
$\sigma_{\theta}^{стат} / \sigma_0$	0,6549	1,1312	2,829	5,152	10,16
$k_D$	1,126	1,25	1,305	1,459	1,516

Отримані результати узгоджуються з відомими даними теорії тріщин, що свідчить про достовірність розробленої методики.

Розвинута методика на основі використання перетворення Фур'є та методу граничних інтегральних рівнянь дає можливість досліджувати не тільки розподіл динамічних кільцевих напружень на границі отвору, а і радіальних напружень у пластинчастих елементах за дії імпульсних навантажень. Висока точність запропонованого підходу забезпечується використанням дискретного перетворення лише на етапі пошуку оригіналів динамічних напружень та узгодженням отриманих числових результатів з основними принципами хвильової механіки.

1. Onyshko L.I., Senyuk M.M., Onyshko O.E. Dynamic stress concentration factors in a plane with circular hole under the action of impact nonaxisymmetric loads // *Materials Science*. — 2015. — Vol. 50, No. 5. — PP. — 745-761.

2. Мікуліч О.А. Динамічна концентрація напружень біля отворів у нескінченних пластинках за дії слабкої ударної хвилі // *Наукові нотатки*. — Луцьк, ЛНТУ, 2016. Випуск 53. — С. 102-107.

3. Mikulich O.A., Shab'yuk V.I. Interaction of weak shock waves with rectangular meshes in plate // *Odes'kyi Poliethnichnyi Universytet. PRASTI*. — 2016. — Vol. 2(49). — pp. 104-110.

4. Савин Н.Г. Распределение напряжений около отверстий. — К.: Наукова думка, 1968. — 888 с.

5. Директор С., Рорер Р. Введение в теорию систем. — Москва: Мир, 1974. — 464 с.

6. Banerjee P.K. Boundary element method in engineering science, McGraw Hill, New York, London, 1994. — PP. 65 – 82.

7. Саврук М. П. Двумерные задачи упругости для тел с трещинами. — К.: Наук. думка, 1981. — 324 с.

УДК 624.15

**РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ОДИНОЧНОЇ  
ВИСЯЧОЇ ПАЛІ ПРИ ЦИКЛІЧНОМУ ЗАМЕРЗАННІ-  
РОЗМЕРЗАННІ ҐРУНТУ ОСНОВИ ПРИ РОБОТІ  
ТЕПЛОВОГО НАСОСА**

**CALCULATION OF THE SATISFACTORY SUSTAINABILITY  
OF A SINGLE-BASED POWDER FOR CYLINDER-SURFACE-  
MAKING BASELINE GROUNDS FOR THE HEAT PUMP WORK**

**Моркляник Б.В., д.т.н., проф. (НУ «Львівська політехніка», м. Львів),  
Проценко П.О., асп. (НУ «Львівська політехніка», м. Львів), Іваськевич О.М.,  
асп. (НУ «Львівська політехніка», м. Львів)**

**Morklyanyk B.V., DSc in engineering, professor (National University  
“Lviv Polytechnic”, Lviv), Protsenko P.O., postgraduate (National University “Lviv  
Polytechnic”, Lviv), Ivaskevych O.M., postgraduate (National University “Lviv  
Polytechnic”, Lviv)**

Проведені експериментальні і теоретичні дослідження впливу циклічного замерзання-розмерзання ґрунтів основи на несучу здатність одиночної висячої палі за методикою ДБН.

Experimental and theoretical investigations of the influence of cyclic freezing of soils on the bases of the bearing capacity of a single hanging pile are carried out in accordance with the methodology of the DBN. One of the most important processes occurring in the freezing of the soil, requiring consideration in the design of foundations and bases, is an increase in its volume (as a rule, uneven) and subsequent settling-sinking during thawing (also uneven), which are the most common cause of deformation of various buildings and structures (especially low-loaded). During freezing of soils (the main stage), especially within the limits intensive phase transitions of water (at temperatures from 0 to -5 °), for some conditions may lead to a significant redistribution of water contained in the soil.

Ключові слова: несуча здатність, одиночна висяча паля, тепловий насос, вертикальний колектор, фундамент, циклічне замерзання-розмерзання.

Key words: bearing capacity, single hanging pile, heat pump, vertical collector, foundation, cyclic freezing.

Технологія використання теплових насосів показує, що для них не існує обмеження потужності. Джерела тепла для теплового насоса, як навколишнє повітря, земля, водойми є нескінченно доступними та відновлювальними; тільки рушійна сила теплового насоса побічно викликає викиди вуглекислого газу.

Тепловий насос використовує електричну енергію значно ефективніше будь-яких котлів, які спалюють паливо. Коефіцієнт ефективності теплових насосів (коефіцієнт перетворення тепла) значно більший одиниці ( $\approx 2,5 \dots 4,5$ ).

У випадку використання геотермальної енергії обов'язковим є обстеження земельної ділянки для визначення типу ґрунту, його теплоємності, геологічних особливостей та можливості розташування ґрунтових зондів чи колекторів.

При використанні теплових насосів для опалення, гарячого водопостачання та охолодження, що використовують низькопотенційне тепло зовнішнього повітря в якості джерела, теплоносієм може бути як вода, так і розсол з температурою нижче нуля. При цьому можливе заморожування основи, що може призвести до зміни фізико-механічних властивостей ґрунтів; при використанні суміщених фундаментів з теплообмінниками можливе зменшення їх несучої здатності.

При циклічному замерзанні-розмерзанні ґрунтів основи внаслідок роботи теплового насосу відбувається погіршення їх міцнісних і деформаційних характеристик: зменшуються опір зрізу, кут внутрішнього тертя, питоме зчеплення і модуль деформації, при цьому збільшуються осідання ґрунту. Ці показники впливають на несучу здатність і осідання фундаментів (особливо суміщеного типу та висячих паль), що може зменшити надійність будівель і споруд з енергоефективними фундаментами.

Тому дослідження впливу роботи теплового насосу на міцність і деформативність ґрунту основи і фундамент будівлі є актуальною науково-технічною проблемою з позиції забезпечення надійності споруд.

Тема дослідження пов'язана з державною цільовою економічною програмою енергоефективності і розвитку сфери виробництва енергоносіїв з відновлюваних джерел енергії та альтернативних видів палива на 2010-2017 роки, затвердженої постановою Кабінету Міністрів України від 1 березня 2010 р. № 243, а також з науковими напрямками інституту будівництва та

інженерії доквілля і кафедри опору матеріалів та будівельної механіки - енергоощадні технології у будівництві.

Проблемі досліджень роботи теплових насосів присвячено чимало наукових праць і публікацій. Проте у більшості з них висвітлюються окремі аспекти цього питання, такі як загальні питання [1, 12, 13, 15, 16, 17], теплові режими роботи теплових насосів [1], економічні аспекти [1, 12, 13], визначення температурних полів у ґрунтових основах [5, 6, 8, 11], реалізацію проектів [1, 13] тощо.

Донедавна більшість наукових робіт досліджували роботу теплових насосів з точки зору їх ефективності, не звертаючи увагу на вплив роботи теплових насосів на ґрунти основи і фундаменти будівель і споруд. Вперше дослідження впливу роботи теплових насосів на ґрунти основи і фундаменти будівель і споруд в Україні були проведені Моркляником Б.В. [4, 7, 9, 10, 14-17]. У цих працях запропоновано методика визначення напружено-деформованого стану геомеханічної системи «фундамент-ґрунтовий масив» у зоні дії колектора теплового насоса.

На даний час проблема оцінки впливу циклічного замерзання-розмерзання ґрунтів основи внаслідок роботи теплового насосу є актуальною з позиції надійності будівель і споруд як у більшості розвинутих країн світу, так і в нашій державі. До цього часу не проведені дослідження несучої здатності одиночної висячої палі при циклічному замерзанні-розмерзанні ґрунтів основи та її розрахунок за методикою ДБН [2].

Новизна роботи полягає у експериментально-теоретичному дослідженні впливу циклічного замерзання-розмерзання ґрунту основи на несучу здатність одиночної висячої палі за методикою ДБН [2].

Проведені експериментально-теоретичні дослідження показують значний вплив циклічного замерзання-розмерзання ґрунту основи на несучу здатність одиночної висячої палі. Результати роботи можуть бути використані при вдосконаленні теорії проектування і застосування теплових насосів, а також суміщених фундаментів, особливо палевих. Окремі фрагменти дослідження можуть бути використані в навчальному процесі з дисциплін «Основи та фундаменти», «Енергозберігаючі технології в будівництві», підготовці науково-методичних розробок, формуванні лекційних курсів тощо.

Для розрахунків несучої здатності і деформативності одиночної висячої палі при циклічному замерзанні-розмерзанні ґрунту основи використовується методика ДБН В.2.1-10–2009 «Основи та фундаменти споруд» [2] з врахуванням зміни розрахункових характеристик ґрунту.

Несуча здатність одиночної висячої палі визначається як сума сил розрахункових опорів ґрунтів основи на її бічній поверхні:

$$F_d = \gamma_c u \sum \gamma_{cf} f_i h_i$$

де  $\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

$u$  - зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;

$\gamma_{cf}$  - коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі, що враховує вплив способу занурення палі на розрахунковий опір ґрунту;

$h_i$  - товщина  $i$ -го шару ґрунту, дотичного з бічною поверхнею палі, м.

$f_i$  - розрахунковий опір  $i$ -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі, кПа.

$$f_i = \sigma_{zq,i} \frac{v_i}{1 - v_i} \operatorname{tg} \varphi_{II,i} + c_{II,i} \quad (2)$$

де  $\sigma_{zq,i}$  - напруження від власної ваги ґрунту в середині  $i$ -го розрахункового шару ґрунтової основи;

$v_i$  - коефіцієнт Пуассона;

$\varphi_{II}$  - кут внутрішнього тертя;

$c_{II}$  - питоме зчеплення.

При визначенні розрахункових опорів ґрунтів на бічній поверхні палі  $f_i$  пласти ґрунтів розділяють на однорідні шари товщиною не більше 2 м.

Для розрахунку приймемо одиночну висячу палю прямокутного перерізу 30×30 см глибиною закладання 10 м, опір основи під нижнім кінцем палі не враховується.

### **ґрунт основи - пісок середньої крупності**

$\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті,  $\gamma_c = 1$ ;

$u$  - зовнішній периметр поперечного перерізу палі,  $u = 1,2$  м;

$\gamma_{cf}$  - коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі,

$\gamma_{cf} = 1$ ;

$h_i$  - товщина шару ґрунту,  $h_i = 2$  м;

$v_i$  - коефіцієнт Пуассона,  $v_i = 0,3$ ;

$\varphi_{II}$  - кут внутрішнього тертя,  $\varphi_{II} = 30^\circ$ ;

$c_{II}$  - питоме зчеплення,  $c_{II} = 2$  кПа;

$\sigma_{zq,i}$  - напруження від власної ваги ґрунту в середині  $i$ -го розрахункового шару ґрунтової основи;

$$\sigma_{zq,i} = \gamma h \quad (3)$$

де  $\gamma$  - питома вага  $i$ -го шару ґрунту,  $\gamma = 18,4 \text{ кН/м}^3$ ;

$h_i$  - товщина шару ґрунту,  $h_i = 2 \text{ м}$ ;

$$\sigma_{zq,1} = \gamma h = 18,4 \cdot 2 = 36,8 \text{ кПа}$$

$$f_1 = 36,8 \frac{0,3}{1 - 0,3} \text{ tg } 30^\circ + 2 = 11,1 \text{ кПа}$$

Для інших шарів ґрунту проведені аналогічні розрахунки, всі дані занесені у таблицю 1.

Несуча здатність одиночної висячої палі у піску (0 цикл)

Показник	№ шару				
	1	2	3	4	5
$\gamma, \text{кН/м}^3$	18,4	18,4	18,4	18,4	18,4
$h, \text{м}$	2	4	6	8	10
$\sigma_{zq,i}, \text{кПа}$	36,8	73,6	110,4	147,2	184
$\nu$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
$\varphi_{II}, ^\circ$	30	30	30	30	30
$c_{II}, \text{кПа}$	2	2	2	2	2
$f, \text{кПа}$	11,1	20,2	29,3	38,4	47,5

$$F_d = \gamma_c u \sum \gamma_{cf} f_i h_i = 1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 2 \cdot (11,1 + 20,2 + 29,3 + 38,4 + 47,5) = 351,8 \text{ кН}$$

Розрахунок несучої здатності одиночної висячої палі після одного циклу замерзання-розмерзання наведений у таблиці 2.

Несуча здатність одиночної висячої палі у піску (1 цикл)

Показник	№ шару				
	1	2	3	4	5



$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	18,4	18,4	18,4	18,4	18,4
h, м	2	4	6	8	10
$\sigma_{zq,i}$ , кПа	36,8	73,6	110,4	147,2	184
$\nu$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
$\varphi_{II}$ , °	29,9	29,9	29,9	29,9	29,9
$c_{II}$ , кПа	1,864	1,864	1,864	1,864	1,864
f, кПа	10,9	20,0	29,1	38,1	47,2

$$F_d = \gamma_c \text{ и } \Sigma \gamma_{cf} f_i h_i = 1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 2 \cdot (10,9+20,0+29,1+38,1+47,2) = 348,9 \text{ кН}$$

Розрахунок несучої здатності одиночної висячої палі після двох циклів замерзання-розмерзання наведений у таблиці 3.

Несуча здатність одиночної висячої палі у піску (2 цикл)

Показник	№ шару				
	1	2	3	4	5
$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	18,4	18,4	18,4	18,4	18,4
h, м	2	4	6	8	10
$\sigma_{zq,i}$ , кПа	36,8	73,6	110,4	147,2	184
$\nu$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
$\varphi_{II}$ , °	29,8	29,8	29,8	29,8	29,8
$c_{II}$ , кПа	1,728	1,728	1,728	1,728	1,728
f, кПа	10,8	19,8	28,8	37,9	46,9

$$F_d = \gamma_c \text{ и } \Sigma \gamma_{cf} f_i h_i = 1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 2 \cdot (10,8+19,8+28,8+37,9+46,9) = 345,9 \text{ кН}$$

Розрахунок несучої здатності одиночної висячої палі після трьох циклів замерзання-розмерзання наведений у таблиці 4.

Несуча здатність одиночної висячої палі у піску (3 цикл)

Показник	№ шару
----------	--------

	1	2	3	4	5
$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	18,4	18,4	18,4	18,4	18,4
h, м	2	4	6	8	10
$\sigma_{zq,i}$ , кПа	36,8	73,6	110,4	147,2	184
v	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
$\varphi_{II}$ , °	29,7	29,7	29,7	29,7	29,7
$c_{II}$ , кПа	1,592	1,592	1,592	1,592	1,592
f, кПа	10,6	19,6	28,6	37,6	46,6

$$F_d = \gamma_c \text{ и } \sum \gamma_{cf} f_i h_i = 1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 2 \cdot (10,6 + 19,6 + 28,6 + 37,6 + 46,6) = 343 \text{ кН}$$

Розрахунок несучої здатності одиночної висячої палі після чотирьох циклів замерзання-розмерзання наведений у таблиці 5.

Несуча здатність одиночної висячої палі у піску (4 цикл)

Показник	№ шару				
	1	2	3	4	5
$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	18,4	18,4	18,4	18,4	18,4
h, м	2	4	6	8	10
$\sigma_{zq,i}$ , кПа	36,8	73,6	110,4	147,2	184
v	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
$\varphi_{II}$ , °	29,6	29,6	29,6	29,6	29,6
$c_{II}$ , кПа	1,456	1,456	1,456	1,456	1,456
f, кПа	10,4	19,4	28,3	37,3	46,3

$$F_d = \gamma_c \text{ и } \sum \gamma_{cf} f_i h_i = 1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 2 \cdot (10,4 + 19,4 + 28,3 + 37,3 + 46,3) = 340 \text{ кН}$$

Розрахунок несучої здатності одиночної висячої палі після п'яти циклів замерзання-розмерзання наведений у таблиці 6.

Несуча здатність одиночної висячої палі у піску (5 цикл)

Показник	№ шару				
	1	2	3	4	5
$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	18,4	18,4	18,4	18,4	18,4
h, м	2	4	6	8	10
$\sigma_{zq,i}$ , кПа	36,8	73,6	110,4	147,2	184
$\nu$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
$\varphi_{II}$ , °	29,5	29,5	29,5	29,5	29,5
$c_{II}$ , кПа	1,32	1,32	1,32	1,32	1,32
f, кПа	10,2	19,2	28,1	37,0	45,9

$$F_d = \gamma_c \text{ и } \sum \gamma_{cf} f_i h_i = 1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 2 \cdot (10,2+19,2+28,1+37,0+45,9) = 337,1 \text{ кН}$$

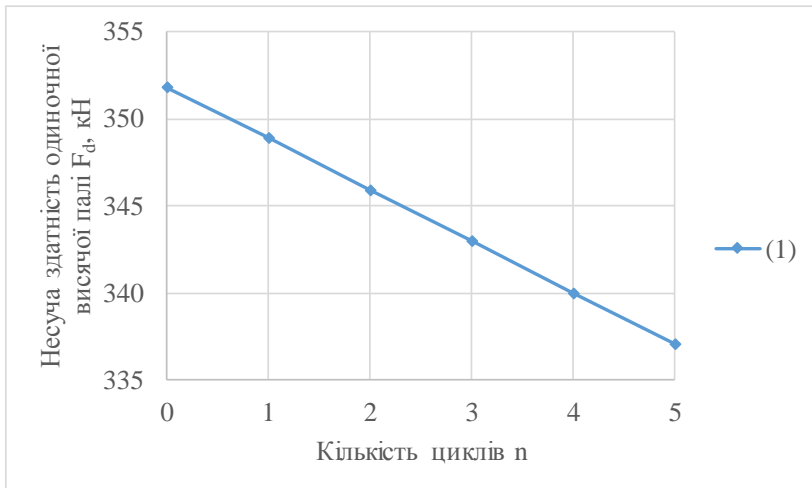


Рис. 1. Залежність несучої здатності одиночної висячої палі від кількості циклів замерзання–розмерзання у піску середньої крупності (1)

Після проведення п'яти циклів замерзання-розмерзання ґрунту основи несуча здатність одиночної висячої палі у піску середньої крупності зменшилася на 4,2%.

Аналогічні розрахунки проведені для суглинка та глини, результати досліджень подані на рис. 2, 3.

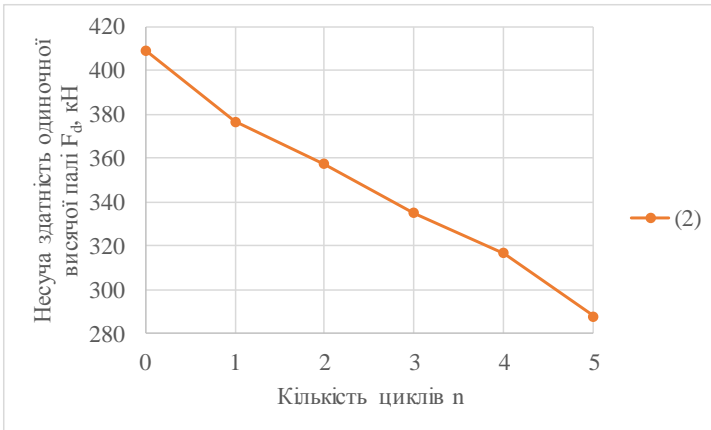


Рис. 2. Залежність несучої здатності одиначної висячої палі від кількості циклів замерзання-розмерзання у суглинку (2)

Після проведення п'яти циклів замерзання-розмерзання ґрунту основи несуча здатність одиначної висячої палі у суглинку зменшилася на 29,7%.

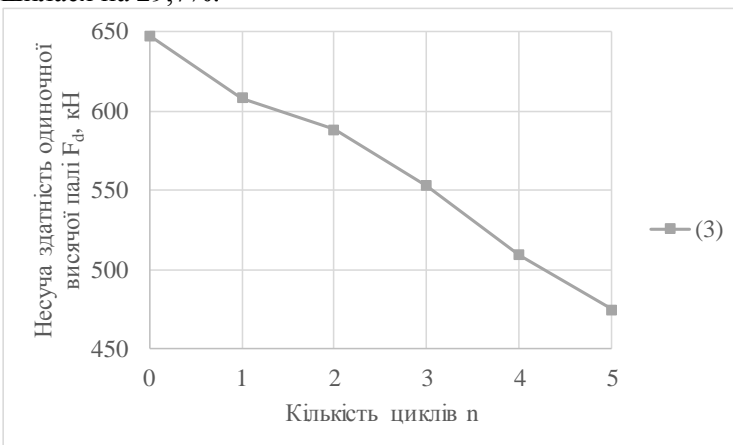


Рис. 3. Залежність несучої здатності одиначної висячої палі від кількості циклів замерзання-розмерзання у глині (3)

Після проведення п'яти циклів замерзання-розмерзання ґрунту основи несуча здатність одиначної висячої палі у глині зменшилася на 26,6%.

Проведена лінійна апроксимація графіків залежності несучої здатності одиночної висячої палі від кількості циклів замерзання–розмерзання для трьох типів ґрунтів – піску середньої крупності, суглинку і глини.

Несуча здатність одиночної висячої палі після  $n$  циклів замерзання-розмерзання ґрунтів основи може бути визначена за формулою:

$$F_{d,n} = F_{d,0} + a_n \cdot n \quad (4)$$

де  $F_{d,0}$  – несуча здатність одиночної висячої палі для ґрунту без замороження, визначена за ДБН [2];

$a_n$  - емпіричний коефіцієнт;

$n$  – кількість циклів замерзання-розмерзання ґрунтів основи.

Таблиця 7

Результати апроксимації залежності несучої здатності одиночної висячої палі від кількості циклів замерзання–розмерзання

Тип ґрунту	$F_{d,0}, \text{кН}$	Емпіричний коефіцієнт $a_n$	Коефіцієнт кореляції $r$
Пісок	351,8	-2,95	0,999
Суглинок	409,2	-23,1	0,993
Глина	647,3	-34,1	0,992

Аналіз таблиці 7 показує високу достовірність результатів апроксимації залежності несучої здатності одиночної висячої палі після  $n$  циклів замерзання-розмерзання ґрунтів основи.

За результатами проведених досліджень можна зробити такі висновки:

1. Дослідження впливу роботи теплового насосу на несучу здатність одиночної висячої палі та фундаменту загалом є актуальною науково-технічною проблемою з позиції забезпечення надійності споруд.

2. Після проведення п'яти циклів замерзання-розмерзання ґрунту основи несуча здатність одиночної висячої палі у піску середньої крупності зменшилася на 4,2% , у суглинку – на 29,7%, у глині – на 26,6%; при збільшенні кількості циклів замерзання-розмерзання можливе повне руйнування основи та фундаменту будівлі чи споруди.

3. Отримані розрахункові залежності для визначення несучої здатності одиночної висячої палі за властивостями ґрунтової основи у залежності від кількості циклів замерзання-розмерзання різних типів ґрунтів. Коефіцієнт кореляції апроксимованих залежностей не менший 0,992.

Актуальне експериментально-теоретичне дослідження у подальшому може бути використане при розрахунку основ і фундаментів будівель і споруд за чинними нормами проектування ДБН з врахуванням зміни міцнісних і деформаційних характеристик ґрунтів основи внаслідок впливу на них циклічного замерзання-розмерзання.

1. Васильев Г. П. Теплохладоснабжение зданий и сооружений с использованием низкопотенциальной тепловой энергии поверхностных слоев Земли : дис. докт. техн. наук : 05.23.03 / Васильев Григорий Петрович – Москва, 2006. – 432 с.

2. ДБН В.2.1-10–2009. Основи та фундаменти споруд. – К. : Мінеріонбуд України, 2009. – 104 с.

3. Моркляник Б. В. Вплив колекторів теплових насосів на міцнісні та несучі характеристики основ та фундаментів при знакоперемінних температурах / Б. В. Моркляник, А. С. Фартушний, В. Г. Шаповал // Сучасні ресурсоенергозберігаючі технології гірничого виробництва. – Кременчук : КрНУ, 2013. – Вип. 2 (12). – С. 188–195.

4. Моркляник Б. В. Вплив роботи колекторів теплових насосів на геомеханічну систему «ґрунтовий масив-надфундаментна споруда» / Б. В. Моркляник // Залізобетон минулого і майбутнього : матер. Всеукр. міжвуз. наук. семінару. – Львів, 14–15 травня 2015 р. – С. 49–53.

5. Моркляник Б. В. Закономерности изменения тепловой энергии в ґрунтовой основе при работе вертикального или плоского коллектора теплового насоса / Б. В. Моркляник // Вісник Кременчуцького національного університету імені Михайла Остроградського. – Кременчук : КрНУ, 2015. – Вип. 3(92). – Ч. 1. – С. 85–90.

6. Моркляник Б. В. Закономерности сезонного распределения тепловых полей в ґрунтовом основании / Б. В. Моркляник // Вісник Кременчуцького національного університету ім. М. Остроградського. – 2015. – № 2 (91). – С. 149–153.

7. Моркляник Б. В. Закономірності деформування геомеханічної системи «фундамент-ґрунтовий масив» в зоні дії колектора теплового насоса : дис. докт. техн. наук : 05.15.09 / Моркляник Богдан Васильович – Львів, 2015. – 349 с.

8. Моркляник Б. В. Методика розрахунку температурних полів,

обумовлених теплообміном між чотирма U-подібними колекторами теплового насоса необмеженої довжини та ґрунтовими основами / Б. В. Моркляник, А. С. Фартушний, В. Г. Шаповал // Ресурсоекономі матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – Рівне, 2014. – Вип. 28. – С. 436–441.

9. Моркляник Б. В. Моделювання деформацій основи, спричинених роботою ґрунтових теплових насосів / Б. В. Моркляник, А. С. Фартушний, Т. В. Рабочая // Сучасні ресурсоенергозберігаючі технології гірничого виробництва. – Кременчук : КРНУ, 2014. – Вип. 2 (14). – С. 180–186.

10. Моркляник Б. В. Особенности расчета и проектирования оснований тепловых насосов / Б. В. Моркляник, В. Г. Шаповал, А. С. Фартушний // Будівельні конструкції. – К., 2013. – Вип. 77. – С. 265–269.

11. Моркляник Б. В. Температурное поле в основании плоского коллектора теплового насоса конечных размеров / Б. В. Моркляник, А. С. Фартушний, В. Г. Шаповал // Перспективы развития горного дела и подземного строительства : матер. V-й Междунар. науч.-техн. конф. «Энергетика. Экология. Человек» (конференция молодых ученых – аспирантов и магистрантов). – К., 2015. – С. 53–57.

12. Олейникова Е. Н. Исследование и оптимизация теплонасосных установок в структуре схем ПГУ-ТЭЦ : дис. канд. техн. наук : 05.14.14 / Олейникова Евгения Николаевна – Москва, 2015. – 164 с.

13. Ground-Source Heat Pumps in Cold Climates. [Електронний ресурс] / A report for the Denali Commission // Prepared by: Alaska Center for Energy and Power Cold Climate Housing Research Center. – 2011. – Режим доступу до ресурсу: <http://www.uaf.edu/files/acep/Ground-Source-Heat-Pumps-in-Cold-Climates.pdf>.

14. Morklyanyk B. Simulation of the Impact of Work of Heat Pumps on the Frost Heaving of the Base Soil / B. Morklyanyk, A. Fartushnyy // Econtechmod: an International Quarterly Journal on economics of technology and modeling processes. – Lublin-Rzeszow, 2015. – Vol. 04, No. 2. – P. 71–74.

15. Morklyanyk B. V. The Heat Pumps Foundation Design Calculation Aspects / B. V. Morklyanyk // Academic Journal of Science. – 2013. – Vol. 02. – No. 01. – P. 283–288.

16. Protsenko P. Identification of additional strain of foundations during the work of the heating pumps / P. Protsenko, B. Morklyanyk // 5th International Conference of Young Scientists GAC-2013. – Lviv, 2013. – С. 156–157.

17. Protsenko P. The impact of heating pumps on soil foundation / P. Protsenko, B. Morklyanyk // 5th International Conference of Young Scientists GAC-2013. – Lviv, 2013. – С. 154–155.

УДК: 624.1: 332.54

**ГЕОІНФОРМАЦІЙНЕ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ЕФЕКТИВНОГО  
ВИКОРИСТАННЯ ТА АДМІНІСТРУВАННЯ ЗЕМЕЛЬ МІСТ**

**GIS SOFTWARE FOR THE EFFICIENT USE AND  
ADMINISTRATION OF LAND IN CITIES**

**Нестеренко С. Г., к.т.н., ст. викладач (ХНУМГ ім. О.М. Бекетова,  
м. Харків)**

**Nesterenko S. G., candidate of technical sciences, senior lecturer (O.  
M. Beketov National University of Urban Economy, Kharkiv)**

У статті розглянуті актуальні проблеми та методи застосування геоінформаційних технологій для забезпечення ефективного використання та управління розвитком міських територій. Запропоновані сучасні технології у всіх сферах діяльності міського середовища і господарства в цілому.

The article deals with current problems and methods of using geoinformation technology for the effective use and management of urban development. The proposed modern technology in all spheres of urban environment and economy as a whole.

To date, the development of geographic information technologies has reached a level that allows you to create administrative management system of territorial development of great complexity and volume. Researched approaches and suggestions will contribute to the efficient use of land and improve its investment grade.

**Ключові слова:** землі міст, земельне адміністрування, геоінформаційні технології, міське середовище, програмне забезпечення

**Keywords:** the lands of cities, land administration, GIS technology, urban, software

Землі населених пунктів являють собою території з розташованими на них об'єктами інфраструктури, що є ресурсним потенціалом міста: земля та інша нерухомість (будівлі та споруди);



об'єкти інженерних і транспортних мереж; об'єкти навколишнього середовища.

Територіальне адміністрування земель міст являє собою діяльність міської адміністрації та її органів, яка спрямована на забезпечення стабільного розвитку міста, збільшення його ресурсного потенціалу і надходжень у міський бюджет.

На сьогоднішній день органами виконавчої влади міст реалізується трирівнева система територіального управління, на кожному з яких вирішуються свої специфічні завдання управління міським середовищем [1]:

- обліково-експлуатаційний рівень;
- рівень оперативного управління земельними ресурсами;
- рівень стратегічного управління на підставі інтегральних показників.

Залежно від рівня управління змінюються як структура вирішуваних завдань, так і набори необхідної просторової та атрибутивної інформації. Також, зважаючи на великий географічний розподіл суб'єктів територіального управління, доцільно передбачити і територіальну розгалуженість компонентів міської геоінформаційної системи. Для успішного проектування і розробки міської ГІС доводиться враховувати всі перелічені фактори.

Особливої уваги заслуговує рівень оперативного управління земельними ресурсами міста, який представлений адмініструванням виконкому міської ради та комітетами, а саме: капітального будівництва, земельних ресурсів, охорони навколишнього природного середовища і т. д. Першочерговим завданням цих організацій є аналіз процесів, що протікають в предметних областях облікового рівня, а також регулювання цих процесів. Тут здійснюється приймання основної маси конкретних адміністративних рішень, і найголовніше на цьому рівні – ефективна інтеграція та узагальнення даних, їх аналіз та подання у зручній формі.

Рішення завдань, пов'язаних з територіальним розвитком, завжди вимагає обробки великих масивів даних. Необхідні дані поступають з різноманітних джерел, обробляються і передаються за допомогою різних інформаційних технологій, обчислювальних і телекомунікаційних систем [2].

Проте, на даному етапі існування міст реальна ситуація така, що оскільки більшість використовуваних технологій і систем

створювалися в різний час в структурах і за вимогами різних відомств, то існує серйозна проблема інформаційної несумісності. Крім того, на практиці функціонують системи організаційно і функціонально недостатньо скоординовані, що ускладнює управління процесами отримання необхідних даних для прийняття своєчасних інформаційних рішень.

Як показує досвід, завдання ефективної організації відповідних інформаційних процесів може вирішуватися тільки в рамках побудови інтегрованих інформаційних систем, при координації процесів їх розвитку з розвитком інформаційних ресурсів на даній території та рішенням загальних інфраструктурних проблем інформатизації міста. Основний зміст цієї проблеми полягає в організації та структуруванні інформації, яка знаходиться в розпорядженні як органів містобудування, так і в інших службах та організаціях міського господарства, а також послідовної інтеграції інформаційних ресурсів в єдину територіальну інформаційну систему.

Дана система повинна бути міжвідомчою і включати (інтегрувати) в собі всю необхідну інформацію про всі об'єкти ресурсного потенціалу міста (земля та інша нерухомість, інженерна і транспортна інфраструктура, навколишнє середовище тощо), повинна забезпечувати систематизацію цієї інформації за територіальними ознаками і її моніторинг.

До цього часу в Україні не запропоновано готових комплексних рішень для створення розподілених адміністративних міських ГІС, орієнтованих на інтеграцію даних і створення єдиного інформаційного простору. Більшість рішень відноситься до приватних завдань автоматизації окремих сфер містобудівної діяльності. Тому видається актуальним формування адміністративних ГІС, яка б поєднувала в собі недоліки окремих ГІС та інтегрувала всі об'єкти ресурсного потенціалу міста.

Комплексний характер завдань, розв'язуваних з допомогою міських ГІС, визначає необхідність такого комплексного підходу до їх створення. В рамках розробки адміністративної міської ГІС на перший план виходять завдання інформаційної та системної інтеграції суб'єктів містобудівної діяльності та розвитку території.

В даний час чітко виділяється тенденція розвитку ГІС від окремих відомчих систем до систем міського середовища. Вказані

тенденції підтверджуються на прикладах розвитку ГІС ряду міст України (Харків, Львів, Дніпро, Київ, Одеса та ін.).

Не розглядаючи всі аспекти створення адміністративних міських ГІС, в рамках досліджень виділені деякі питання методології створення таких систем [3]:

- створення і ведення цифрової моделі території міст;
- використання ідеології інфраструктури просторових даних;
- організація ведення єдиного інформаційного простору в міській ГІС;
- архітектура адміністративної ГІС.

Цифрова модель території повинна давати правильне уявлення про розташування, метричні параметри і зав'язки між просторовими об'єктами. Всі об'єкти, складові містобудівної моделі території (кадастри та реєстри, зонування території міста тощо), представлені в цифровій моделі як просторові об'єкти (точкові, лінійні та площинні), об'єднані у відповідні шари. Просторовий об'єкт має геометрію та місцезнаходження, а також атрибутивні дані, в тому числі кадастрові характеристики: поверховість, тип та адреса будівель, назва вулиць, номер земельної ділянки, дані про орендаря, і т. д. (рис. 1).



Рис. 1. Цифрова модель території міського району

Інфраструктура просторових даних спрямована на забезпечення інтеграції і узгодженості просторових даних, які

отримані від різних організацій, відомств та компаній різних профілів та форм власності (рис. 2).

Використання ідеології інфраструктури просторових даних передбачає поєднання таких основних компонент [4]:

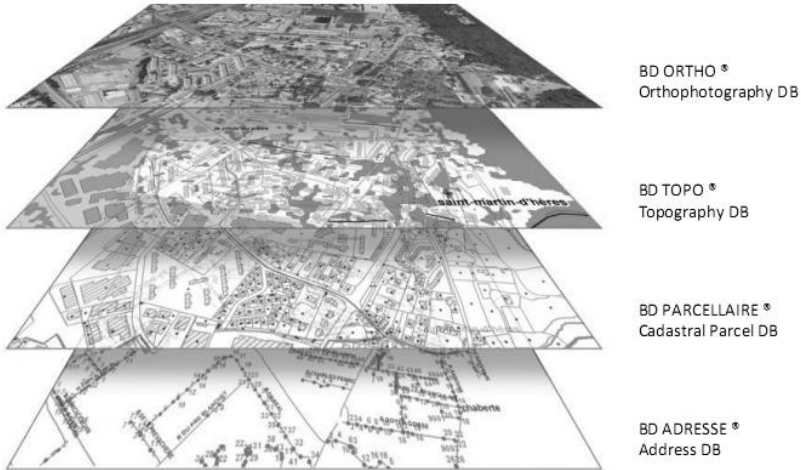


Рис. 2. Схема інфраструктури просторових даних

- наявність технології;
- обґрунтування складу базових просторових даних (БПД);
- використання метаданих і каталогів даних, створення служби каталогу;
- організаційно-нормативна підтримка.

Базові просторові дані просторові об'єкти, які відносяться до спеціально виділених типів, які відрізняються стабільністю просторового положення в часі, а також забезпечують інтеграцію всіх інформаційних ресурсів на території. БПД відіграють роль своєрідних просторових класифікаторів, посилання на які або просторова прив'язка до яких забезпечує можливість інтеграції просторових даних, що надходять від різних постачальників. Всі інші дані вважаються тематичними.

Адміністрація міста (сама або через спеціальні організації) повинна відігравати роль постачальника необхідних наборів БПД (растрових, векторних і метаданих) підрядним організаціям (перед початком їх робіт). Підрядні організації повинні використовувати ці

БПД при виконанні своїх робіт і просторової прив'язки до них своїх тематичних просторових даних з формуванням відповідних метаданих.

Безумовно, однією з основних завдань адміністративних міських ГІС є організація функціонування і ведення єдиного інформаційного простору на базі окремих підсистем. Проблема в реалізації даної системи полягає в тому, що необхідно вирішити низку взаємопов'язаних завдань, а саме [5]:

- забезпечення автономності функціонування кожного вузла (підсистеми);
- забезпечення можливості окремого редагування даних користувачами різних підсистем, результати якого повинні утримуватися в центральній базі даних і бути доступні користувачам інших підсистем;
- забезпечення можливості використання різних типів систем управління базами даних в різних вузлах системи;
- створення багаторівневої архітектури системи: персональна база даних, досконала система управління базами даних на всіх рівнях.

Загальна архітектура системи земельного адміністрування міст являють собою систему, що динамічно розвивається. Тому архітектура міських ГІС повинна підтримувати масштабування, здійснюване в темпі розвитку міста, із збереженням раніше створених програмно-технологічних рішень. Крім того, міські ГІС – це великі системи, впровадження яких займає тривалий час, що вимагає використання покрокової стратегії їх реалізації та розвитку.

Розглянемо ключові моменти запропонованої архітектури, що представляє собою корпоративну автоматизовану систему інформаційної підтримки прийняття рішень за рахунок створення і ведення цифрової моделі території як єдиного інформаційного простору, а також комплексування різних технологій для забезпечення клієнт-серверної взаємодії користувачів системи з єдиним інформаційним простором. Функціонування системи здійснюється на основі створення, підтримки в актуальному стані та використання геоінформаційної (цифрової) моделі території міста. МГІС створюється як єдина система в масштабі всього міста на основі єдиної методології, єдиної технологічної політики, з використанням єдиних протоколів обміну даними з суміжними системами.

Адміністративна міська ГІС являє собою ієрархічну структуру, яка складається з центральної підсистеми та функціональних підсистем суб'єктів управління територіальним розвитком міста (рис. 3) [6]:

- підприємств базового (обліково-експлуатаційного рівня, до яких відносяться підсистеми організацій, що займаються безпосереднім урахуванням об'єктів, розміщених на території міста, а також їх експлуатацією);
- основних адміністрацій, які становлять рівень оперативного управління містом;
- організацій рівня стратегічного управління за інтегральними показниками. Цей рівень складають підсистеми:
  - апарату органів міської ради;
  - аналітичних підрозділів управління архітектури;
  - підрозділів органів міської ради.

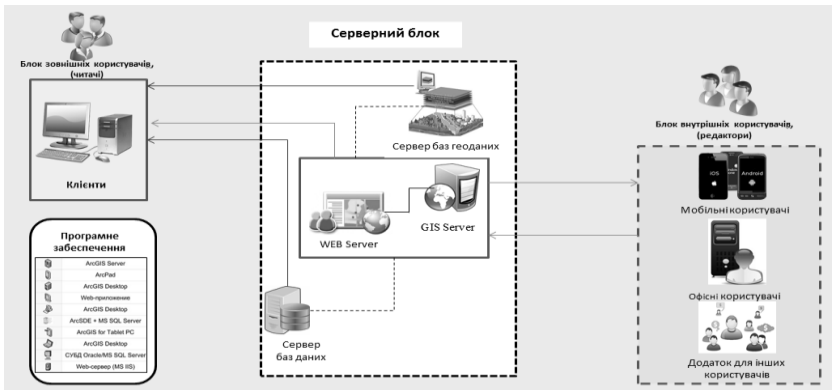


Рис. 3. Загальна структура управління міської ГІС.

Ядром системи є центральна підсистема, до складу якої входять: серверні компоненти ArcGIS Sever, адмістративна система управління базами даних, під управлінням якої функціонує центральна база геоданих, ArcEditor як засіб адміністрування центральної бази геоданих, а також кошти публікації веб-служб і підтримки функціонування сервісів загального користування.

Центральна підсистема утворює інформаційне ядро адміністративної ГІС міста, в функції якої входить [7]:

- ведення розподіленої бази геоданих. Центральна база геоданих являє собою копію верхнього рівня для створення і синхронізації реплік, які утворюють основу для бази геоданих функціональних підсистем;
- інтеграція даних, що надходять від зовнішніх підприємств, організацій, задіяних у роботах з містобудування та розвитку територій. При цьому виконується: отримання тематичних шарів, перевірка їх узгодженості з базовими шарами та реєстрація отриманих даних в каталогах, після чого вони стають доступними всім користувачам системи та включаються до репліки;
- організація інформаційного обміну між функціональними підсистемами.

Всі функціональні підсистеми мають однотипну дворівневу структуру. Робота функціональних підсистем організована таким чином, що кінцеві користувачі використовують в процесі своєї роботи тільки геоінформаційні ресурси свого сайту (як для перегляду, так і для редагування). Всі дії, необхідні для здійснення інформаційного обміну та поповнення інформаційних ресурсів підсистеми, виконуються в процесі реплікації баз геоданих системи.

Функціональні підсистеми використовують свої локальні репліки центральної бази даних, інформація яких інтегрується в єдиний інформаційний простір шляхом синхронізації реплік. Відмінність підсистем визначається тільки типом використовуваного ГІС сервера, а також типом використовуваної системи управління базами даних.

Таким чином, створюється архітектура програмно-технологічного простору адміністративної міської ГІС на основі розподілених ГІС-серверів та підтримки функціонування єдиного інформаційного простору як розподіленої бази геопросторових даних. Можна говорити про типові рішення на рівні функціональних підсистем, які налаштовуються на конкретне використання шляхом встановлення необхідних системних компонентів і компонування набору використовуваних програмних комплексів кінцевого користувача.

Пропонований підхід забезпечує можливість масштабування шляхом розгортання підсистем, тобто шляхом встановлення більш потужних серверних компонент ГІС і систем управління базами даних. Можна використовувати типові рішення для міст різного рівня і масштабувати ці рішення: для малих міст можна

використовувати рішення на рівні робочих груп, а для середніх і великих міст можна використовувати потужні серверні рішення.

Використання типових рішень забезпечує таку стратегію впровадження системи, яка не залежить від черговості впровадження підсистем. Структура підсистем також масштабується шляхом розгортання необхідних компонент.

На сьогоднішній день розвиток геоінформаційних технологій досягнув рівня, що дозволяє створювати адміністративні системи управління територіальним розвитком великої складності та обсягу. Досліджені підходи та пропозиції сприятимуть ефективному використанню земель міст та покращення його інвестиційного рівня.

1. Геоинформатика: учебник для студ. высш. учебн. заведений / Е.Г. Капралов, А.В. Кошкарёв, В.С. Тикунов и др.; под ред. В.С. Тикунова. В 2 кн. Кн1.- 2-е изд. перераб. и доп. – М.: Издательский центр "Академия", 2008.- 384 с.

2. Основні принципи геоінформаційних систем: навч. посібник / В. Д. Шипулін; Харк. нац. акад. міськ. госп-ва. – Х.: ХНАМГ, 2010. – 313 с.

3. ArcGIS Marketplace – [Електронний ресурс] / Режим доступу - <https://marketplace.arcgis.com>

4. Ho S., Rajabifard A., Stoter J., Kalantari M. Legal barriers to 3D cadastre implementation: What is the issue? [Text] / S. Ho, A. Rajabifard, J. Stoter, M. Kalantari // Land Use Policy. 2013. – Vol. 35, N. 1. – P. 379-387.

5. Лихогруд М. Г. Структура й особливості формування кадастрового номера земельної ділянки та іншої нерухомості. // Землепорядний вісн. – 2000. – № 4. – С. 64—68.

6. Палеха Ю.Н. Методологические подходы к применению ГИС технологий в денежной оценке городов Украины / Ю. Н. Палеха // Ученые записки Таврического национального университета им. В. И. Вернадского: география. – 2006. – № 19 (58) № 1. – С. 123-130.

7. Official Site Institute «Geo». [Electronic Resource].- URL: [pgeo.ru](http://pgeo.ru).



УДК 624.042.5.

**ДОСЛІДЖЕННЯ ФАКТОРІВ, ЩО ВПЛИВАЮТЬ НА  
ПОЖЕЖНУ НЕБЕЗПЕКУ ДЕРЕВИНИ**

**INVESTIGATION OF FACTORS AFFECTING THE FIRE RISK  
OF THE TREE**

**Пасічник Р.В., к.т.н., доцент, Пасічник О.С., к. арх. , доцент,  
Матвійчук С.В. студент (Луцький НТУ, м. Луцьк)**

**Pasichnyk R.V. Candidate of technical science, associate professor,  
Pasichnyk O.S. Candidate Architecture, associate professor,  
Matviychuk S.V. Student (Lutsk national technical university)**

У статті проведено огляд складу та властивостей деревини. Виведено залежність теплофізичних властивостей деревини від породи дерева, об'ємної маси, вологості та температури. Наведено залежність теплопровідності від температури для типових порід деревини. Досліджено основні чинники, які визначають поведінку під час горіння та впливають на швидкість обуглювання. Показано залежність теплопровідності сухої деревини і обугленого шпору від щільності.

The article gives an overview of the composition and properties of wood. Derived the dependence of the thermophysical properties of wood from tree species, volume weight, moisture and temperature. Given the dependence of thermal conductivity on temperature for a typical wood. Investigated the main factors that determine the behavior during combustion and affect the charring rate. The main factors that affect the behavior of wood in terms of growth temperature are the parameters of the fire in the room, limited structural elements, the nature of the exposure of the wooden elements, the presence of cladding, which protects the wood element, properties of wood, required amount of oxygen for combustion. The dependence of the thermal conductivity of dry wood and charred spur density.

**Ключові слова:** теплофізичні властивості деревини, вогнестійкість, об'ємна маса, вологість, температура.

Keywords: thermophysical properties of wood, fire resistance, volume weight, humidity, temperature

Основними компонентами деревини є целюлоза, лігнін, геміцелюлоза та неорганічні речовини (зола). Вміст целюлози становить приблизно 50% від маси. Деревина м'яких порід містить лігніну від 23...33%, водночас в деревині твердих порід його 16...25%. В деревині у незначних кількостях наявні азот та сірка (0,1...0,2%), елементарний склад сухої деревини такий: 50% вуглецю, 6% водню, 44% кисню .

Щільність сухої деревини коливається в межах від 160 кг/м<sup>3</sup> до 1040 кг/м<sup>3</sup>, але переважна більшість порід має щільність від 320 кг/м<sup>3</sup> до 720 кг/м<sup>3</sup>. Загалом деревина із більшою щільністю обвуглюється повільніше.

Вміст вологості (здатність деревини поглинати вологу) в деревині не є постійною. Вологість свіжозрубаної деревини може досягати 60 ... 100% води (по відношенні до сухої маси), деревина висушена на повітрі, має рівноважну вологість менше за 30%, за 23°C та відносної вологості повітря 50% вміст рівноважної вологості становить 12%.

Вологість деревини, здійснює дуже великий вплив на її теплофізичні та механічні властивості.

Вологість деревини визначається за формулою:

$$W_d = ((m_b - m_c) / m_c) 100\% \quad (1)$$

де:  $m_b$  - маса зразка до висушування, кг;  $m_c$  - маса зразка після висушування по постійного значення, кг;

Теплофізичні властивості деревини залежать від породи дерева, об'ємної маси, вологості та температури. На рисунку 1 представлена ця залежність.

Теплопровідність, крім того залежить також від напрямку, в якому передається тепло через деревину, а коефіцієнт лінійного теплового розширення різний для деревини вздовж і поперек волокон. Значення коефіцієнта теплопровідності складає всередньому для різних порід  $\lambda = 0,17$  Вт/(м К).

Разом з теплопровідністю, теплоємність впливає на розподіл температур в поперечному перерізі дерев'яного елемента. Теплоємність - це кількість теплоти, яка необхідна для збільшення її температури на 1°F. Чим більше маса деревини абсорбує теплової енергії, тим повільніше відбуватиметься її деградація.

Значення теплоємності використовують для розрахунку тепло ізолювальної здатності. Теплоємність залежить між іншими від вмісту вологості та температури деревини і становить за 20% вологості  $c = 1800 \text{ Дж}/(\text{кгК})$  [43], а за DIN 4108 (ч. 4)  $c = 2100 \text{ Дж}/(\text{кгК})$ .

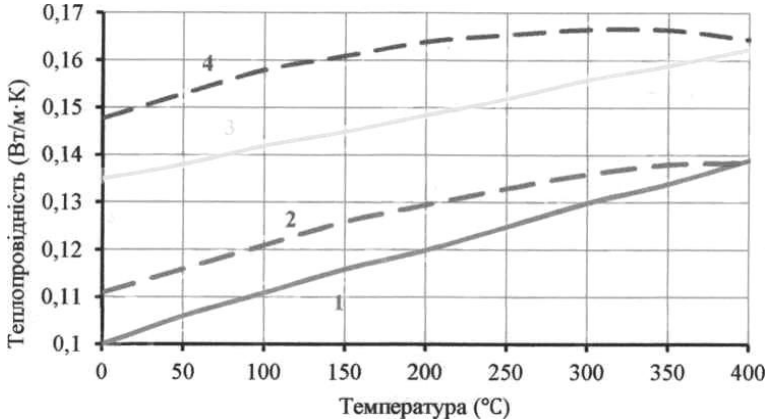


Рис. 1. Залежність теплопровідності від температури для типових порід деревини, де 1,3 - суха деревина ( $400\text{кг}/\text{м}^3$ ); 2,4 - вологість 5% ( $400\text{кг}/\text{м}^3$ );

Горіння деревини - це складний фізико-хімічний процес, у який входять піроліз (частина незворотного хімічного розкладу, спричиненого винятково зростанням температури), займання, термічна реакція (повторне випромінювання) та утворення деревного вугілля. Основними чинникам, які впливають на поведінку деревини в умовах зростання температури, є параметри пожежі в приміщенні, обмеженому конструктивними елементами, характер експозиції дерев'яних елементів (орієнтація елемента, геометричні характеристики), наявність обшивки, яка захищає дерев'яний елемент, властивостей деревини, наявність необхідної кількості кисню для горіння.

Основні чинники, які визначають поведінку під час горіння та впливають на швидкість обвуглювання, такі:

- вплив рівня нагрівання випромінюванням; швидкість піролізу залежить від рівня накладеного (поглинутого) на поверхню

експонованої деревини випромінювання;

- утворення деревного вугілля; швидкість обвуглювання більша на початку, потім стабілізується, після утворення декількох міліметрів (6 мм) вугілля;

- вміст вологи; наявна вологість затримує утворення дерев'яного вугілля до температури обвуглювання 300°C, поки волога не видалиться;

- порода деревини; властивості деревини (щільність, склад, проникність) значно змінюються, і різні породи деревини по-різному ведуть себе підчас горіння;

- розмір зразка; швидкість обвуглювання звичайно має два максимуму - перший при початку утворення деревного вугілля, другий при наближенні поверхні розподілу до неекспонованої поверхні. Тонкі зразки мають тенденцію до вищих рівнів швидкості обвуглювання.

Форма дерев'яного елемента впливає на швидкість, з якою тепло абсорбується поверхнею і, як наслідок, на залишковий переріз незгорілої деревини.

Числові дослідження свідчать про те, що щільність значно впливає на швидкість горіння. Перші роботи Фораєтера показують, що швидкість втрати маси пропорційна до щільності. Гавлей вважає, що нижча щільність сприяє швидшому проникненню теплі і також забезпечує більшу поверхню площі на одиницю ваги. Швидкість обвуглювання за Шаффером та Галлом є обернено пропорційна до щільності. Отже, незважаючи на те, що швидкість втрати маси зростає з щільністю, швидкість утворення деревного вугілля є нижчою.

Шаффер виявив, що нижча щільність зразків призводить до появи широких тріщин. В місцях розташування тріщини в деревному вугіллі і глибина обвуглювання є дещо вищою.

Коли проектування дерев'яних конструкцій ґрунтується на методах, які враховують зниження маси в багатоквартирних дерев'яних рамних конструкціях

MRTFC, рекомендується використовувати деревину зі щільністю не менше ніж 450 кг/м<sup>3</sup>.

Акіта вимірював розподіл температури в дерев'яних дошках та виявив, що товщина або глибина обвуглювання не залежить від

товщини дошки, яка є більшою за деяке значення. В своїх дослідках він виявив, що зразки товщиною більше за 6,4 мм незначно впливають на швидкість обвуглювання.

Внаслідок низької температуропровідності деревини в результаті вогневого впливу в перерізі елемента виникає значний температурний градієнт, який спричиняє видалення вологи з елемента. Рис. 2 ілюструє зміну температури та вологості, визначених Байтом та Шаффером на зразок сосни експонованих з одного боку в печі за температури 538°C упродовж 20 хв. Питома вага зразків становила 520 кг/м<sup>3</sup> при початковій вологості 10%. Згідно з Шаффером, температурний градієнт із зміною вологості нелегко змодельовати в методі скінчених елементів. Хоча втрати вологості за прихованої теплоти пароутворення можна визначити успішно, застосувавши просту одновимірну модель.

Досліди виявили, що збільшення вмісту вологості збільшує затримку внаслідок витрати енергії на перетворення вологи на пару і внаслідок цього знижується швидкість обвуглювання.

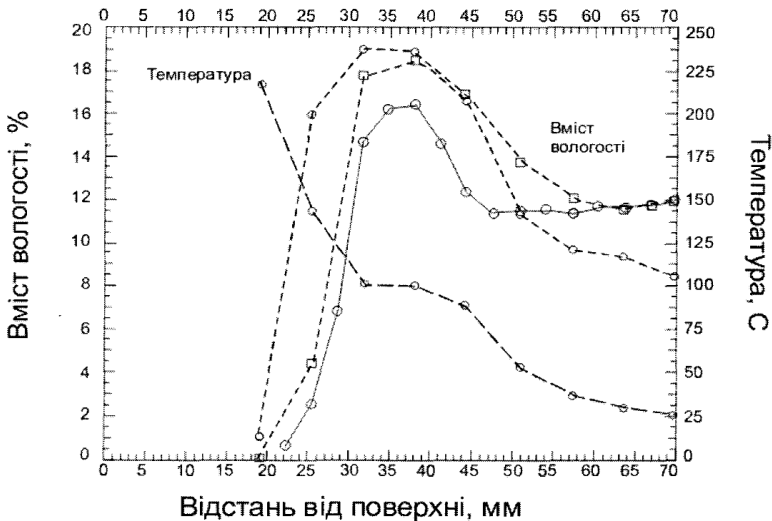


Рис. 2. Розподіл вологості та температури в перерізі дерев'яного елемента при вогневому впливі.

Границю розподілу між обвугленою та не обвугленою деревиною має відносно різкий температурний градієнт. Положення

та розташування фронту обвуглювання звичайно оцінюється температурою границі поділу 300°C. Температуру основи деревного вугілля можна прийняти рівну 288°C.

Відповідно до Брауна мінімальна кількість теплоти, необхідна для займання деревини, становить 0,3 калорії на 1 см<sup>2</sup> за 1с. (13 кВт/м<sup>2</sup>) та 0,6 калорії на 1 см<sup>2</sup> за 1 с. (25 кВт/м<sup>2</sup>) для спонтанного горіння.

Займання залежить від великої кількості чинників, що характеризують як сам матеріал, так і джерела тепла, наприклад, температура матеріалу є функцією теплового потоку. Для кожного конструктивного вирішення із застосуванням дерев'яних елементів існує мінімальна кількість тепла, здатного зумовити переганання горючих газів і займання деревини. Низька теплопровідність деревини спричиняє погане відведення тепла, у зв'язку з чим її температура швидко зростає в місці підведення тепла і виникає небезпека загоряння.

Займистість деревини залежить від породи, стану поверхні виробу, способу оброблення і вологості деревини. Деревина твердіша і щільніша горить гірше, ніж м'якша і легша, а її горючість знижується із збільшенням відносної вологості. Відомо, що невеликий шматок дерева із шорсткуватою поверхнею і гострими кутами.

Точної температурної межі, за якої починається розклад, встановити не можна, оскільки температура займання деревини (та матеріалів на основі деревини) з фізичного погляду матеріальної константи не має. Займання переважно залежить від тривалості нагрівання. Спонтанне займання малих дерев'яних зразків настає за температури, трохи вищої за > 350°C.

Займання деревини можливе і за значно нижчих температур після достатньо тривалого нагрівання. Досліди показали, що в екстремальних випадках під час тривалого нагрівання займання можливе за температури більше > 120°C.

Температура займання залежить не тільки від вологості та тривалості нагрівання, але і від щільності деревини. Затримка займання зростає з збільшенням щільності.

Високий вміст вологості істотно знижує займистість деревини. Деревина в будівлях, яка містить менш ніж 20% вологості, не має ніякої захисної дії.

Зниження займання вологої деревини пояснюється тим, що її

поверхня повинна отримати додаткову кількість теплоти для випаровування вологи. За даними А.Фоломіна, для нагрівання до температури самозаймання ( $270^{\circ}\text{C}$ ) 1 кг. Деревини з початковою вологістю 10, 20, 30, 40% необхідно затратити теплоти відповідно в 1,36; 1,73; 2,09; 2,45 рази більше, ніж для абсолютно сухої деревини.

Займання деревини у разі відсутності відкритого джерела вогню може відбутись за нагрівання понад  $330^{\circ}\text{C}$ . Однак це стосується тільки швидкого нагрівання (1...2 хв.). За тривалого нагрівання температура самозапалювання значно знижується; наприклад, спостерігалось самозаймання деревини за  $166^{\circ}\text{C}$  після прогрівання її протягом 20 год. Це явище необхідно врахувати у разі розміщення дерев'яних конструкцій поблизу предметів, що нагріваються, (опалювальних приладів, труб димоходів тощо). Повинні бути забезпечені такі умови ізоляції від нагрівання, щоб стала температура, що діє тривало, не перевищувала  $50^{\circ}\text{C}$ .

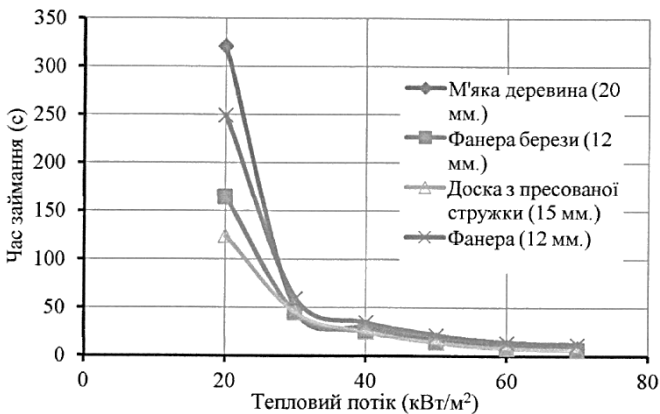


Рис. 3. Залежність часу займання зразків від поверхневого теплового потоку

Теплота згоряння деревини визначається теоретичним розрахунком на основі її хімічного складу або експериментальним методом. На основі експериментальних даних методом конусного калориметра (по ASTM E1354) середнє значення теплоти спалювання деревини з похибкою до 5% складає 13,1 МДж/кг, а в приймається 13,8 МДж/кг.

Теплота спалювання,  $\Delta H_C$  (МДж/кг), деяких матеріалів, в

особливості деревини, визначається за формулою:

$$\Delta H_C = \Delta H_{cd} (1 - 0,001 m_c) - 0,025 m_c; \quad (2)$$

де:  $\Delta H_{cd}$  - теплота, яка виділяється при спалюванні сухої деревини, (МДж/кг);  $m_c$  — процентний вміст вологи в масі, визначається за формулою (%):

$$m_c = (100 m_d) / (100 + m_d) \quad (3)$$

де:  $m_d$  — вміст вологи (%);

При визначенні швидкості тепловиділення найбільш часто приймається нижня межа теплоти згорання. Однак, нижня межа теплоти згорання деревини не є постійною величиною, а змінюється протягом періоду піролізу. Протягом періоду піролізу теплота згорання деревини змінюється в діапазоні від 17 до 20 МДж/кг.

Отже проведено огляд складу та властивостей деревини. Наведено залежність теплопровідності від температури для типових порід деревини. Визначено основні чинники, які визначають поведінку під час горіння та впливають на швидкість обуглювання. Показано залежність теплопровідності сухої деревини і обугленого шпору від щільності.

1. ДСТУ Б В. 1.1-4 "Пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги" - Київ: Держбуд України, 2005 - 15с.

2. ДБН В. 1.1.7-2002 "ПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА ОБ'ЄКТІВ БУДІВНИЦТВА" - Київ: Держбуд України, 2003 - 33с.

3 Астапенко В.М., Кошмаров Ю.А., Молчадский И.С. и др. Термогазодинамика пожаров в помещениях. / - М.: Стройиздат, 1988.-448с.

4. Fang J. B., Repeteability of Zarge - Scale room Fire test. - The Technology. -V. 17. -№1.-1981 . - P. 5 - 16.

5. ISO 5657. Fire Tests-reaction to fire-ignitability of building materials.

6. СТО 36554501-006-2006. Привила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железо-бетонных конструкций. -М.:,2006. - 81с.

7 Методы расчета температурного режима пожара в помещениях различного назначения (рекомендации). / Под ред. И.С. Молчадского. - М.: ВНИИПО МВД РФ, 1988. -56с



УДК 624.042.4

**ЗАПАСИ ТЕРИТОРІАЛЬНОГО РАЙОНУВАННЯ  
КЛІМАТИЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ В ДБН В.1.2-2:2006**

**RESERVES OF TERRITORIAL ZONING OF CLIMATIC  
LOADS IN ДБН В.1.2-2:2006**

**Пашинський М. В.,** аспірант (Центральноукраїнський національний технічний університет, м. Кропивницький)

**Pashynskiy M. V.,** P.G. (Central Ukrainian National Technical University, Kropyvniitskiy)

Проаналізовані запаси карт територіального районування кліматичних навантажень в ДБН В.1.2-2:2006. Статистичний аналіз відхилень районних характеристичних значень від фактичних даних метеостанцій вказує на низьку забезпеченість районування за вагою снігового покриву та на достатні запаси інших карт.

Reserves of maps of territorial zoning of climatic loads, given in the normative documents of Ukraine are analyzed in this article. The absolute and relative deviations of the regional characteristic values of loads from maps are determined by the actual data of meteorological stations. According to the results of the statistical processing of data, it is established that valid maps of territorial zoning provide sufficient reserves by characteristic values of the weight of ice, the maximum wind pressure and wind pressure during icy conditions, but the territorial zoning map for the characteristic values of snow cover lowers results for more than 30% of meteorological stations of Ukraine. For constant distribution across the territory of Ukraine of relative reserves for determination of characteristic values in the further development of maps of territorial zoning, reserves should be introduced as a proportional to the characteristic values of climatic loads.

Ключові слова: кліматичні навантаження, метеорологічні дані, територіальне районування.

Keywords: climatic loads, meteorological data, territorial zoning.

Згідно з нормами [1], характеристичні значення кліматичних навантажень визначаються за картами територіального районування або за таблицею, яка містить уточнені значення для міст обласного підпорядкування. Випадкова територіальна мінливість розрахункових параметрів обумовила необхідність згладжування даних окремих метеостанцій та встановлення територіальних районів з урахуванням верхньої межі поля характеристичних значень [2, 3]. Наслідком такого підходу є наявність запасів територіального районування в ДБН [1] для переважної більшості метеостанцій та зниження характеристичних значень в окремих випадках. Удосконалені чи альтернативні методи територіального районування кліматичних навантажень повинні забезпечувати показники точності, не гірші від точності чинних карт з [1], що вимагає аналізу реальних запасів цих карт.

*Вихідними даними* для оцінювання точності чинних карт територіального районування є отримані за методикою [4] та даними 172 рівнинних метеостанцій України характеристичні значення навантажень: ваги снігового покриву  $S_0$ , максимального вітрового тиску  $W_0$ , ваги ожеледі  $G_0$  і вітрового тиску при ожеледі  $W_{G0}$ .

*Методика дослідження* полягає в статистичному аналізі вибірок абсолютних  $\Delta_A$  та відносних відхилень  $\Delta_B$  районних характеристичних значень кліматичних навантажень з карт [1] від фактичних даних метеостанцій, які нижче називаються абсолютними та відносними запасами територіального районування:

$$\Delta_A = X_K - X_\Phi; \quad \Delta_B = \frac{(X_K - X_\Phi)}{X_K} \cdot 100\%, \quad (1)$$

де  $X_\Phi$  – фактичні характеристичні значення для 172 рівнинних метеостанцій України;

$X_K$  – районні значення за картами районування ДБН [1].

Для вибору критеріїв точності територіального районування обчислені за формулами (1) абсолютні та відносні запаси районування згруповані за територіальними районами ДБН [1], після чого виконана статистична обробка отриманих вибірок за методикою [5] з визначенням середніх значень, стандартів і розмахів вибірок. Залежності стандартів абсолютних і відносних запасів районування від номера територіального району зображені

на рисунку 1, ординати якого приведені до одного масштабу з метою відображення усіх навантажень на одному графіку.

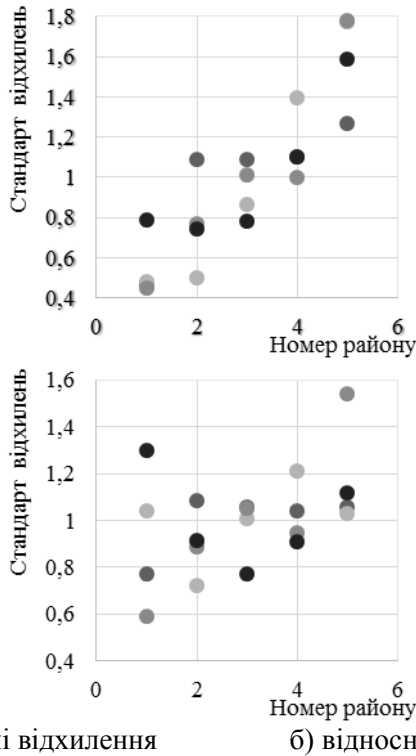


Рис. 1. Залежності стандартів абсолютних і відносних запасів районування від номера територіального району

З рисунка 1а видно, що стандарти абсолютних відхилень зростають з ростом номера району, тобто з ростом характеристичних значень навантажень. Стандарти відносних відхилень мають більший взаємний розкид, але виражена тенденція до закономірних змін залежно від номера району не прослідковується. Попри значні випадкові коливання, їх можна осереднити по усій території України і використати в якості міри розкиду при порівнянні різних методів територіального районування навантажень.

Результати статистичної обробки вибірок відносних відхилень за даними 172 метеостанцій України для кожного з чотирьох розглянутих навантажень наведені в таблиці 1, яка містить:

- середнє значення  $M_{\Delta}$  та стандарт  $S_{\Delta}$  вибірки відхилень;
- мінімальне й максимальне з 172 метеостанцій значення відхилень;
- середні значення вибірок додатних (в запас надійності) та від'ємних відхилень;
- забезпеченість карти районування, яка рівна частці метеостанцій, для яких  $X_K > X_{\Phi}$ , тобто для яких карта забезпечує запас по характеристичному значенню.

З формул (1) видно, що додатний знак відхилень вказує на наявність запасу карти територіального районування, а при знаку "мінус" карта занижує характеристичне значення навантаження.

Таблиця 1

Статистичні характеристики відносних запасів карт територіального районування

Статистичні характеристики	$S_0$	$G_0$	$W_0$	$W_{G0}$
Середнє $M_{\Delta}$	5,3	29,3	17,4	23,7
Стандарт $S_{\Delta}$	17,4	23,8	16,9	17,9
Мінімум $\Delta_{\min}$	-56,4	-44,5	-27,0	-58,3
Максимум $\Delta_{\max}$	48,5	90,0	50,9	80,0
Середні відхилення	-15,02	-15,15	-11,93	-20,23
	14,05	35,64	23,19	27,38
Забезпеченість	0,698	0,872	0,831	0,907

Дані таблиці показують, що відносні запаси карт районування мають досить великий розкид. Середні по території України запаси районування змінюються від 5,3% для снігового навантаження до 29,3% для ваги ожеледі. Найбільший стандарт відносних відхилень у 23,8% також отримано для ваги ожеледі, характеристичні значення якої мають найбільшу випадкову мінливість по території.

Загальною характеристикою запасів карт територіального районування є рівні забезпеченості, визначені шляхом підрахунку додатних значень за вибіркою відхилень і наведені в таблиці 1.

Вони відображають відсоток метеостанцій, для яких характеристичні значення навантажень визначаються за картами районування в запас надійності. Найменша забезпеченість районування 0,698 отримана для снігового навантаження. Вона є недостатньою, оскільки карта районування не забезпечує запас більше, ніж для 30% метеостанцій. Рівні забезпеченості районування інших навантажень в межах 0,831...0,907 можна вважати задовільними.

Спостережені екстремальні значення відхилень (мінімум та максимум з таблиці 1) змінюються від  $-58,3\%$  до  $+90\%$ , тобто карти ДБН [1] в окремих випадках можуть занижувати характеристичні значення в 1,6 рази або завищувати їх майже удвічі. Більш загальне уявлення про запаси карт територіального районування ДБН дають гістограми розподілу відносних значень запасів районування, наведені на рисунку 2.

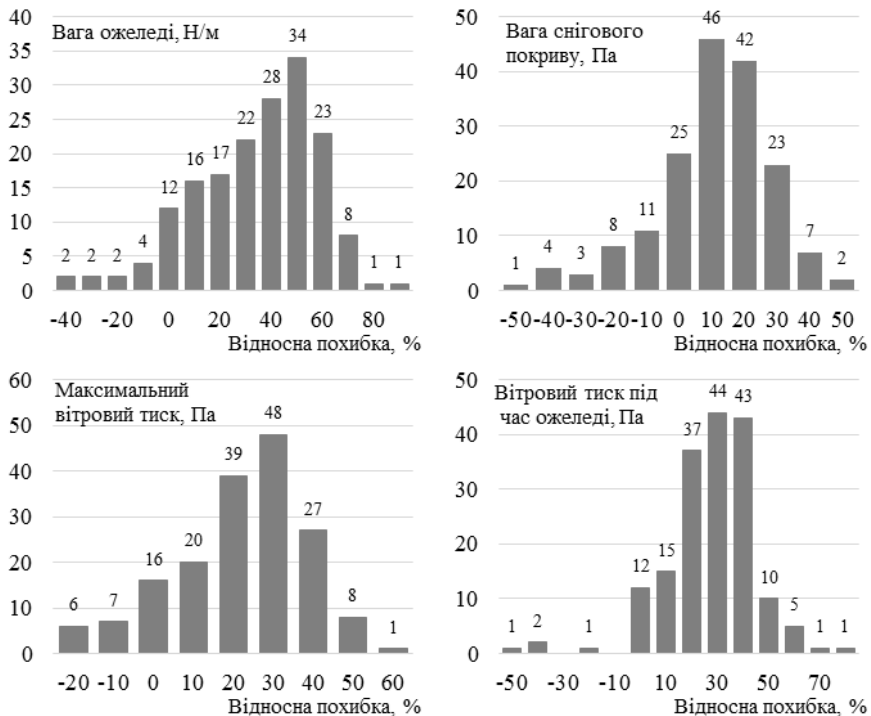


Рис. 2. Гістограми розподілу відносних значень районування

Розподіли запасів районування мають незначну лівосторонню асиметрію та в основному визначені в області додатних чисел, що свідчить про наявність запасів для переважної більшості метеостанцій. Виняток складає розподіл запасів районування характеристичних значень ваги снігового покриву, який має істотну частину від'ємних значень. На гістограмах можна також побачити, що окремі метеостанції характеризуються значно більшими запасами або зниженнями порівняно з основною масою метеостанцій. Метеостанції, дані яких найбільше відхиляються від районних значень з карт ДБН [1], перелічені в таблиці 2.

Виконане в таблиці 2 порівняння з даними найближчих метеостанцій показало, що у всіх випадках характеристичні значення кліматичних навантажень на виділених метеостанціях сильно відрізняються від наведених у цій же таблиці даних географічно найближчих метеостанцій.

Таблиця 2

Метеостанції з найбільшими відхиленнями навантажень від районних значень

Метеостанції та навантаження	Q <sub>0</sub>	Найближчі метеостанції	Q <sub>0</sub>
16 Чорноморське вага снігу +48,5%	412 Па	15 Стерегуче 6 Євпаторія 13 Роздольне	628 751 707
17 Білопілья вага снігу -56,4%	2190 Па	18 Вінниця 22 Липовець 24 Хмільник	1276 1268 1538
10 Орлине вага ожеледі +90%	1,5 Н/м	12 Поштове 4 Голубинка	7,0 6,6
159 Канів вага ожеледі +72,7%	4,1 Н/м	70 Миронівка 76 Яготин 157 Золотоноша 158 Ім. Шевченко 162 Черкаси	7,8 14,1 12,8 10,3 9,8
79 Долинська вага ожеледі -44,5%	28,90 Н/м	77 Бобринець 81 Кіровоград 35 Кривий Ріг	8,5 13,7 13,9
5 Джанкой вітровий тиск +50,9%	270 Па	9 Клепінине 7 Ішунь 10 Нижньогірськ	335 435 395
62 Кирилівка, вітровий тиск -25,5%	690 Па	59 Ботієве 60 Гуляй Поле 43 Волноваха	350 455 540
86 Дар'івка	635 Па	87 Луганськ	330

вітровий тиск -27%		41 Амвросіївка	440
1 Алушта, вітер при ожеледі +80%	50 Па	2 Білогірськ 14 Сімферополь	115 300
62 Кирилівка, вітер при ожеледі -58,3%	475 Па	59 Ботієве 60 Гуляй Поле 43 Волноваха	200 235 295

Дані таблиці 2 вказують на те, що екстремальні відхилення характеристичних значень навантажень на окремих метеостанціях від загального рівня для оточуючої території обумовлені мезокліматичними особливостями цих метеостанцій чи навіть похибками спостережень. Тому значення навантажень на цих метеостанціях не відображають кліматичний режим довколишньої місцевості, а тому їх істотне корегування шляхом згладжування даних при побудові карт районування в [2] є цілком виправданим.

Аналогічно стандартам, проаналізована також поведінка середніх значень абсолютних і відносних запасів територіального районування карт ДБН [1]. Залежності приведених до однієї розмірності середніх запасів від номера територіального району зображені на рисунку 3.

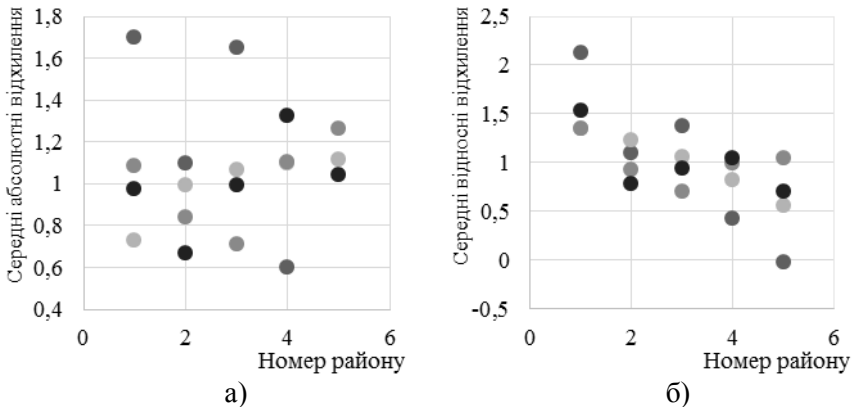


Рис. 3. Залежності середніх значень абсолютних і відносних запасів районування від номера територіального району

З рисунка 3а видно, що абсолютні запаси районування мають значний розкид, але практично не залежать від номера територіального району, тобто величини навантаження. Відносні запаси районування з рисунка 3б з ростом характеристичних значень навантажень зменшуються. Така поведінка середніх запасів

районування обумовлена тим, що при розробленні карт для ДБН [1] межі територіальних районів проводилися по верхній межі випадкового поля характеристичних значень [2, 3], обчислений шляхом збільшення його математичного сподівання на певну величину, однакову для усієї території України. Для забезпечення однакових відносних запасів при розробленні карт територіального районування математичне сподівання поля характеристичних значень навантаження слід збільшувати на змінну по території величину, пропорційну самому характеристичному значенню.

Критеріями якості територіального районування доцільно обрати рівні забезпеченості районування, тобто частки метеостанцій, для яких районування виконане в запас надійності, а також стандарти відносних відхилень районних значень навантажень від характеристичних значень, встановлених за даними окремих метеостанцій.

Наведені в ДБН В.1.2-2:2006 карти територіального районування за характеристичними значеннями ваги ожеледі, максимального вітрового тиску та тиску вітру при ожеледі мають достатні запаси, але карта районування ваги снігового покриву занижує характеристичні значення для 30% метеостанцій.

Для рівномірного по усій території України розподілу відносних запасів районування необхідно вводити запаси районування, пропорційні характеристичним значенням навантажень.

1. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. К.: Мінбуд України, 2007 – 59 с.

2. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / Под общей ред. А.В. Перельмутера. – 4-е изд., перераб. – М.: Издательство СКАД СОФТ, издательство АСВ, издательство ДЩМК Пресс, 2014. - 596 с.

3. Пашинський В.А. Методологія нормування навантажень на будівельні конструкції. – Автореф. дис. докт. техн. наук: 05.23.01 / ПДТУ. – Полтава, 1999. – 33 с.

4. Філімоніхін Г.Б., Пашинський М.В. До імовірнісного опису послідовностей максимальних значень кліматичних навантажень на будівельні конструкції // Вісник ОДАБА, випуск № 64, 2016. – с. 110-115.

5. Вентцель Е.С. Теория вероятностей / Е.С. Вентцель. – М.: Наука, 1969. – 576 с.



УДК 622.2

**ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕХНОЛОГІЇ БУРІННЯ ПРИ ПІДГОТОВЦІ  
ОСНОВИ ОБ'ЄКТІВ ЗБЕРІГАННЯ ТА ПЕРЕРОБКИ  
НАФТОПРОДУКТІВ**

**RESEARCH OF THE DRILLING TECHNOLOGY DURING  
SETTLING A BASE FOR OIL REFINERY FACILITIES**

**Петраш О.В., к.т.н., Попович Н.М., к.т.н., Соколов І.А., студент,  
Кривовязько К.В., студент, Ошовська К.О., студент (ПолтНТУ,  
м. Полтава)**

**Petrash O.V., PhD, Popovich N.M., PhD, Sokolov I.A., student,  
Kryvoviazko K.V., student, Oshovska K.O., student (Poltava National  
Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava)**

У роботі досліджується буріння як складова технології улаштування основи під вертикальні сталеві резервуари для зберігання нафтопродуктів. Наведені результати фотообліку робіт по бурінню свердловин різної глибини. Отримано залежність тривалості буріння від глибини. Сформульовано рекомендації щодо основних факторів, за якими необхідно диференціювати розцінки на проведення робіт по влаштуванню основи у аналогічних випадках.

This article investigates a drilling process as a component of a technology of settling the base by deep soil mixing method for vertical steel tanks for oil refinery facilities. The results of time study of a drilling process for wells of different depth are shown. Authors determined the percent of a total work time spent for drilling and how it relates to the type of tank's base whether it soil-cement elements or reinforced piles. The drilling time against depth curve is presented. It is shown that the drilling process is the factor that strongly impacts the overall duration of the base settling. There are recommendations to consider during a designing of costs of settling a base by deep soil mixing technology in similar situations.

Ключові слова: буріння, резервуар, технологія, тривалість.

Keywords: drilling, tank, technology, duration.

Вертикальні сталеві резервуари-нафтоховища вирізняються з-поміж інших промислових об'єктів перемінною величиною навантаження під яким вони знаходяться на різних етапах переробки нафтопродуктів. Причиною цього є різна ступінь наповненості резервуара. Відмови в роботі резервуара для стану екології та цивільного захисту населення прилеглих територій можуть спричинити непоправні наслідки. Актуальним питанням в цьому контексті є відповідна підготовка основи під резервуари. Під підготовкою ми розуміємо забезпечення ефективної передачі навантаження від будівлі та самих нафтопродуктів на основу в умовах постійної зміни величини цього навантаження. В цьому відношенні мають перевагу основи на ґрунтоцементних бурозмішувальних елементах (ГЦЕ) та палях (ГЦП). Окрім конструктивних та технологічних особливостей, головною перевагою такої основи є її порівняно невисока вартість та економне використання ресурсів на її виготовлення. Але досі малодослідженим питанням залишаються витрати праці та часу при проведенні бурових робіт, що є головним технологічним елементом під час влаштування ґрунтоцементних елементів та паль. Визначення цих витрат дозволить розробити відповідні розцінки та спростити процес планування робіт по влаштуванню таких основ.

Технологія влаштування основи на ґрунтоцементних палях та елементах вичерпно описана авторами робіт [1 – 4]. Недостатня кількість сучасних досліджень присвячена процесу розробки норм на виробничі процеси. Тим не менш, Міністерство регіонального розвитку заохочує самі науково-дослідні організації до розроблення необхідної нормативної бази власними силами [5].

Методи нормування малодосліджених виробничих процесів наведені у [6, 7].

Мета дослідження – визначити як змінюються витрати часу на буріння 1 погонного метра елементів основи об'єктів зберігання та переробки нафтопродуктів зі збільшенням їх глибини. Для досягнення поставленої мети необхідно виключити вплив інших, окрім глибини елемента, факторів на тривалість роботи. Згаданими факторами можуть виступати використане обладнання та різні геологічні умови майданчиків.

Хронометражні дослідження ми провели на ділянці влаштування двох резервуарів ідентичної конструкції у безпосередній близькості один від одного (рис. 1).

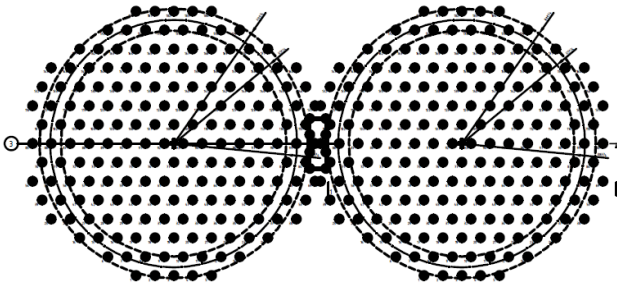


Рис. 1. Загальна схема розташування ГЦЕ та ГЦП під вертикальними сталевими резервуарами-нафтосховищами

Комплект механізації влаштування основи в обох випадках був також один і той самий. Технологія влаштування ґрунтоцементних елементів основи та фундаментів на бурозмішувальних палях (рис. 2) описана у роботі [7]. Змінним параметром була лише їх глибина. Вона складала 8 м для палів та 6,5 м для елементів основи. Різниця між цими конструкціями в тому, що палі армовані та є частиною самої споруди, тоді як елементи є частиною основи, яка сприймає навантаження від споруди.

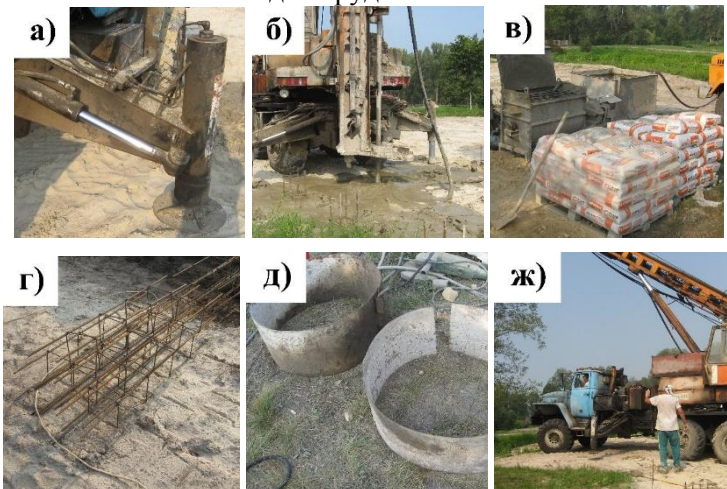


Рис. 2. Загальний опис технології влаштування бурозмішувальних палів за [8]: а) установка бурової; б) буріння; в) подача цементного розчину; г) забивка каркасів; д) формування оголовків; ж) контроль глибин

Для дослідження витрат часу на ділянці будівництва двох сталевих резервуарів-нафтосховищ на території Чернігівської області ми використали методику, описану інж. Пруссакор у [9].

Витрати часу на всі елементи роботи та різних причин перерв та простоїв у роботі ми підсумували у вигляді бланків графічного фотообліку. Нормативні дослідження тривали 3 зміни. Протягом першої зміни бригадою у складі 3 буровиків було виготовлено 5 ГЦП (рис. 3).

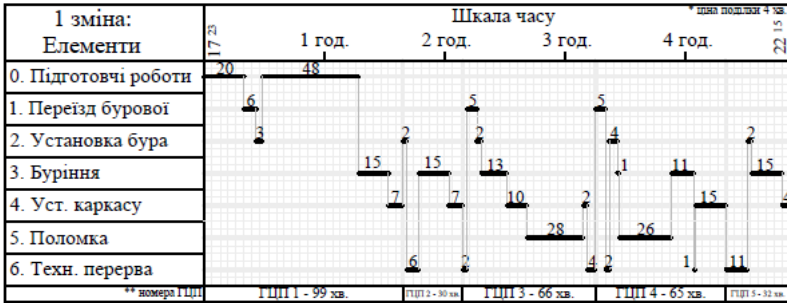


Рис. 3. Бланк графічного фотообліку роботи першої зміни

Протягом першої зміни мали місце поломки, які спричинили значну втрату часу. Причина – використання морально застарілого базового обладнання, яке, з іншого боку, є доступним та швидко окупним у сучасних економічних умовах. Протягом 2-ї зміни було виготовлено ще 3 ГЦП та 16 ГЦЕ (рис. 4).

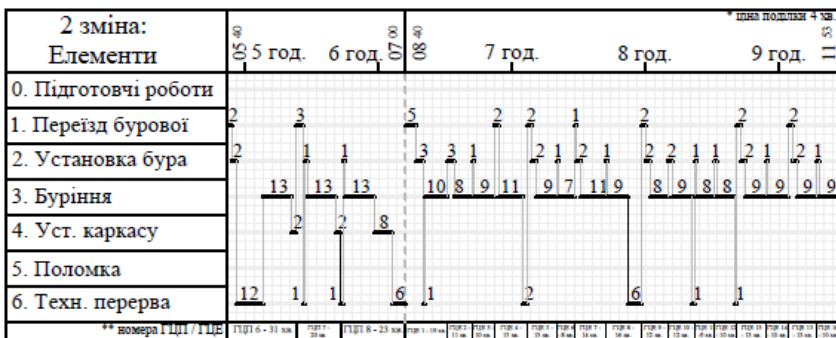


Рис. 4. Бланк графічного фотообліку роботи другої зміни

З останнього бланку стає очевидним, що улаштування ГЦЕ вимагає значно менших витрат часу. Причиною є відсутність

елементу установки арматурного каркасу та менша довжина ГЦЕ. Але несуча здатність ГЦЕ є значно меншою за ГЦП. Протягом 3-ї зміни бригада виготовила 6 ГЦП та 8 ГЦЕ (рис. 5).

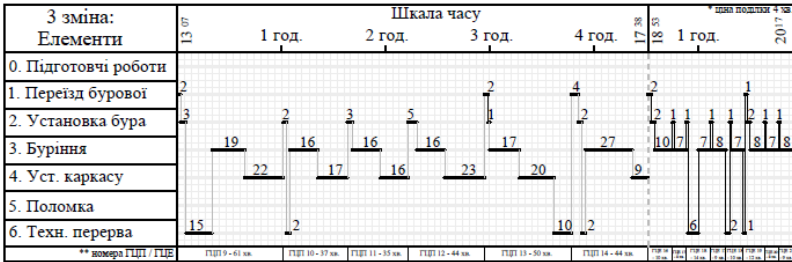


Рис. 5. Бланк графічного фотообліку роботи третьої зміни

Наведені бланки фотообліку повністю розкривають технологію влаштування основи і відкривають широкі можливості для аналізу всього процесу. Варто зазначити, що елемент «буріння» передбачає не лише роботу бура, але й роботу змішувальної станції, що обслуговується окремим робітником.

В загальній тривалості робіт по влаштуванню ГЦП на буріння припадає 34% часу, при влаштуванні ГЦЕ – 77% часу. Використовуючи дані, наведені в цьому дослідженні та у [7], можливо побудувати залежність тривалості елементу «буріння» від глибини ГЦП чи ГЦЕ (рис. 6). Ця залежність найкраще апроксимується поліномом 2 порядку.

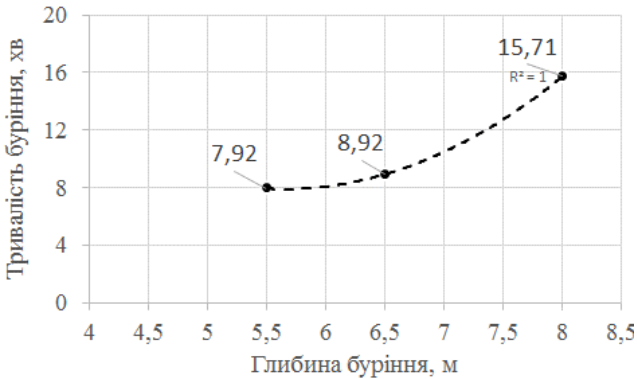


Рис. 6. Залежність тривалості буріння від глибини

З аналізу елементу «Буріння» можна перекоонатись, що він є одним з визначальних факторів, які необхідно враховувати при розробці розцінок на весь процес улаштування основи під резервуари. Очевидно, що іншими визначальним параметрами будуть ті, що прямо впливають на буріння: діаметр конструкції, вид ґрунту та використане обладнання. Встановлено, що залежність тривалості буріння від глибини не є лінійною.

1. Зоценко М.Л. До оцінки механічних властивостей ґрунтоцементу в залежності від вмісту його складових / М.Л. Зоценко, О.В. Борт, М.В. Бідношия, Р.В. Петраш // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2007. – Вип. 19. – С. 44 – 53.

2. Зоценко М.Л. Вплив повздовжнього армування на несучу здатність паль з ґрунтоцементу/ Зоценко М.Л., Павліков А.М. , Петраш О.В.// Строительство, материаловедение, машиностроение// Сб. научн. трудов. Вып. 65, -Дн-вск, ГВУЗ «ПГАСА», 2012. – 726 с. (в обл.).

3. Зоценко Н.Л. Применение ґрунтоцемента при устройстве и реконструкции оснований и фундаментов / Н.Л. Зоценко, И.Б. Иванова, Р.В. Петраш // Праці між нар. конф. „Проблемы механики ґрунтов и фундаментостроения в сложных ґрунтовых условиях”. – Уфа: БашНИИСТРОЙ, 2006. – С. 40 – 46.

4. Петраш О.В. Ґрунтоцементні палі, виготовлені за бурозмішувальною технологією: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.02 «Основи і фундаменти» / О.В. Петраш. – Полтава, 2014. – 24 с.

УДК: 528.4:332.3

## **ТЕОРЕТИЧНІ ПІДХОДИ ЩОДО ОЦІНКИ ІНВЕСТИЦІЙНОЇ ПРИВАБЛИВОСТІ ЗЕМЕЛЬ МІСТ**

### **THEORETICAL APPROACHES ON EVALUATION OF INVESTMENT ATTRACTION OF THE CITY LANDS**

**Радзінська Ю. Б. (ХНУМГ імені О.М. Бекетова, м. Харків)**

**Razinska Y. B. (O. M. Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv)**

Метою статті є вивчення основних підходів, які впливають на інвестиційну привабливість земель міст України.

The purpose of the article is studying the main approaches that affect the investment attractiveness of Ukrainian cities.

To achieve this goal the following tasks are solved: definition of directions and main approaches in the field of evaluation of investment attractiveness of city' lands; a description of existing approaches to assessing the investment attractiveness of city' lands; justification for the need to create a modern universal integrated approach to assessing the investment attractiveness of city' lands.

The main approaches influencing the investment attractiveness of Ukrainian cities are studied.

Ключові слова: земельні відносини, оцінка земель, інвестиційна привабливість земель, використання земель.

Keywords: land relations, land valuation, investment attractiveness of land, land use.

Оцінка є необхідною умовою реалізації платного характеру використання землі, укладання цивільно-правових угод щодо земельних ділянок, визначення втрат, які вимагають відшкодування при відчуженні земельної власності і збитків, заподіяних власникам землі та землекористувачам, а також планування стійких землеволодінь. Реалізація земельної політики держави передбачає

ефективне функціонування системи управління земельними ресурсами, яка включає планування і організацію використання земель, земельних ринків.

У ринкових процесах земля постає в найрізноманітніших проявах: і як частина активів підприємства, і як споживчий товар тривалого використання, і як самостійний об'єкт інвестицій.

Метою статті є визначення основних підходів, які впливають на інвестиційну привабливість земель міст України.

Для досягнення поставленої мети вирішуються наступні завдання:

- визначення напрямів та основних підходів у сфері оцінки інвестиційної привабливості земель міст;
- характеристика існуючих підходів оцінки інвестиційної привабливості земель міст;
- обґрунтування необхідності створення сучасного універсального комплексного підходу до оцінки інвестиційної привабливості земель міст.

На сьогоднішній день існує декілька видів оцінок, об'єктом яких є земля, але які розглядають її у різних аспектах. В Україні, згідно з Земельним кодексом [1], співіснують два види грошової оцінки земель: нормативна оцінка, яка здійснюється в межах розрахункового ціноутворення на підставі уявлень про характер оптимального використання земель, експертна оцінка, яка базується на ринкових принципах. Особливе місце посідає економічна оцінка, яка визначає дохідність земель. Застосування тієї чи іншої оцінки при економічному регулюванні земельних відносин регламентовано чинним законодавством та спирається на нормативні і методичні розробки [2]. Так, нормативна оцінка земель виступає основою при оподаткуванні, а експертна грошова оцінка земельних ділянок при укладенні цивільно-правових угод. Економічна оцінка служить основою для здійснення нормативної грошової оцінки земель.

Аналіз існуючих методів і цілей оцінок землі [3] дозволяє зробити наступні висновки. Економічна оцінка розглядає земельну ділянку з точки зору його прибутковості, тобто в процесі оцінки визначається економічний ефект від використання різних за якістю земель. В якості вихідного показника економічної оцінки земель виступає врожайність. Тому економічна оцінка не в змозі представити інвестиційну привабливість земель міського призначення. Тим більше, що в останній раз економічна оцінка



більшості міст України проводилась більше 10 років тому, що не дозволяє повною мірою використовувати її результати в даний час.

Нормативна грошова оцінка спирається на дані економічної оцінки, розглядає земельну ділянку окремо від об'єктів нерухомості, розташованих на ній, оперує нормативними рентним доходом, враховує проведені земельні поліпшення за межами земельної ділянки, орієнтована на великі території. На думку експертів [3], недоліками даного виду оцінки є те, що вона не враховує сформованої кон'юнктури ринку та економічної ситуації, соціальні та демографічні фактори і не орієнтована на перспективу.

Експертна грошова оцінка розглядає земельну ділянку в єдності з іншими об'єктами нерухомості, враховує земельні поліпшення, проведені як за межами, так і в межах земельної ділянки, орієнтована на індивідуальні риси, включаючи конкретні обставини угоди, оперує реально можливим рентним доходом, враховує сформовану кон'юнктуру ринку та економічну ситуацію. Вартість, отримана в результаті експертної оцінки, є похідною від прибутковості діяльності, яка локалізована в межах земельної ділянки. Даний вид оцінки носить ринковий характер [4].

Виходячи з аналізу літературних джерел [1 - 7] та особистих висновків можна сказати, що на сьогоднішній день тільки експертна оцінка має на меті визначення вартості землі як об'єкта інвестування та власності – специфічного нерухомого майна, щодо якого формується цілий ряд прав, пов'язаних з його володінням, користуванням і розпорядженням. Особливістю експертної оцінки є її локальність і децентралізація, тобто в даний час вона лише в певній мірі задовольняє інтереси земельних ділянок міст України, так як не дає можливості оцінити великі райони міста чи місто повністю.

З проведеного аналізу випливає, що жоден з перерахованих видів оцінки не відповідає завданню оцінки перспектив інвестування на міському та регіональному рівнях і недостатньо сприяє розробці заходів щодо управління земельними ресурсами. Тому необхідно розробити новий вид оцінки земель за їх інвестиційної привабливості.

Інвестиційна привабливість земель може бути оцінена по величезному числу факторів і критеріїв [5].

Рішення про те, як краще інвестувати грошові кошти, потрібно приймати окремо в кожному конкретному випадку, однак планування інвестицій має спиратися на просторовий аналіз земель, які класифікуються за ступенем їх інвестиційної привабливості. Такі поняття, як кон'юнктура відповідного сегменту ринку, інфраструктура району, розташування і сучасні споживчі переваги відіграють значну роль і тільки уважний аналіз всіх складових дозволить вибрати потрібний і вигідний варіант капіталовкладень.

Оцінка інвестиційної привабливості повинна бути конкретна і швидко змінюватися як у часі, так і в просторі, перебуваючи в залежності від багатьох умов і факторів: загальної економічної ситуації, рівня доходів та платоспроможності інвесторів, правового середовища, коливань попиту і пропозиції, особистих мотивів і особистих інтересів конкретного покупця і продавця, які тісно пов'язані і впливають один на одного. Для забезпечення цих умов необхідне створення повної функціональної системи географічно прив'язаної інформації про стан земельного фонду, яка буде збиратися і оновлюватися при веденні системи моніторингу інвестиційної привабливості земель.

В практиці існує велика кількість підходів до інвестиційної привабливості земель міст. Можливо виділити основні та сформулювати етапність їх здійснення:

1. Відбір критеріїв за думкою експертів, що формують умови для створення інвестиційної привабливості та визначають її рівень.

2. Визначення експертної оцінки та впливу кожного з факторів з урахуванням їх взаємовпливу за допомогою визначення їх вагових коефіцієнтів.

3. Визначення показників, що за експертними оцінками є найбільш впливовими та в найбільшій мірі впливають на інвестиційну привабливість земель міст. Дані показники можуть бути як рівними по значенню, так і суттєво відрізнятись. При цьому, визначається ступінь впливу кожного з показників.

4. За обраною методикою проводиться розрахунок окремих показників.

5. Визначені окремі результати інтегруються в групи. За необхідності визначається ступінь їх впливу за допомогою визначення вагових коефіцієнтів.

6. Отриманий інтегральний результат кожного показника вважається його відповідною оцінкою.

7. Визначені результати з урахуванням відповідних вагових коефіцієнтів інтегруються в єдиний ранг, який характеризує рівень інвестиційної привабливості земельної ділянки міста.

Рангове значення може мати будь-який вигляд, але він повинен відповідати ранговій шкалі, яка розшифровує отримане значення та дозволяє зробити відповідні висновки. При такому методі оцінки не аналізується якість кожного критерію, проте в цілому оцінюється рівень інвестиційної привабливості земель міст і ін. [3]

Можна виділити фактори, які негативно впливають на інвесторів щодо використання земель міст України. До них відносяться:

- політична нестабільність;
- відсутність гарантій з боку держави;
- недостатня захищеність інвесторів;
- недосконала законодавча база;
- зростання рівня інфляції;
- скорочення пільг для інвесторів;
- нерозвиненість банківської системи і ін.

**Висновки та перспективи подальших розвідок.** Таким чином, для зростання інвестиційної привабливості земель міст України необхідно розробити заходи, пов'язані із вдосконаленням законодавчої і податкової бази для залучення іноземного капіталу в інвестиційну сферу. Також слід спростити реєстрацію і ліцензування, процедуру участі іноземних інвесторів у процесі приватизації державного майна. Запропоновано поліпшити митну політику, сформувані заходи щодо стимулювання переміщення товарів, послуг та капіталів як всередині, так і за межами держави. Необхідно надати фінансову підтримку з боку держави та знизити рівень політичного ризику, так як це є головним пріоритетом у прийнятті інвестиційного рішення.

Такі заходи дозволяють покращити економічну ситуацію в містах країни, а також допоможуть Україні вийти на шлях розвитку.

Для того, щоб інвестиційний клімат України був більш привабливий, необхідно розвивати і враховувати весь комплекс перерахованих факторів.

Перспективами подальшого дослідження є розробка підходу та застосування інструментів для оцінки інвестиційної привабливості земель міст, враховуючи відповідне інформаційно-аналітичне забезпечення та технічні вимоги використання земель міст України.

1. Драган І. В. / Оцінка сучасного стану залучення іноземних інвестицій в Україні // Інвестиції: практика та досвід. - 2009, - № 18. - с. 3-6.

2. Климахіна О. «Методика оцінки економічного потенціалу регіону» // Економіка України. - 2009. - № 8. - С. 38 - 40.

3. Мамуль Л.О. «Нові методичні підходи до аналізу інвестиційної привабливості регіонів»// Л.О. Мамуль, Т.А. Чернявська // Вісник економічної науки України. - 2015. - № 1(7). - С. 83 - 89.

4. Ho S., Rajabifard A., Stoter J., Kalantari M. Legal barriers to 3D cadastre implementation: What is the issue? [Text] / S. Ho, A. Rajabifard, J. Stoter, M. Kalantari // Land Use Policy. 2013. – Vol. 35, N. 1. – P. 379-387.

5. Oosterom P. Research and development in 3D cadastres [Text] / P. Oosterom // Environment and Urban Systems. 2013. - Vol. 40, N. 1. – P. 1-6.

6. Про землеустрій: Закон України від 22.05.2003 р. № 858-IV. Дата оновлення: 01.01.2016. URL: <http://zakon2.rada.gov.ua/laws/show/858-15> (дата звернення: 21.07.2017).

7. Про затвердження Порядку ведення Державного земельного кадастру: постанова Каб. Міністрів України від 17.10.2012 р. № 1051. URL: <http://zakon1.rada.gov.ua/laws/show/1051-2012-п> (дата звернення: 21.07.2017).

УДК 004.942, 624

**КОМП'ЮТЕРНІ ТЕХНОЛОГІЇ ІНФОРМАЦІЙНОГО  
МОДЕЛЮВАННЯ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД**

**COMPUTER TECHNOLOGIES OF INFORMATIONAL  
MODELING BUILDING I CONSTRUCTION**

**Самчук В.П., к.т.н., доц., Троць В.Я., магістр будівництва,  
(Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)**

**V. Samchuk, Ph.D., associate professor, V. Trots, MSc in civil  
engineering (Lutsk National Technical University, Lutsk)**

У статті розглядаються основні принципи концепції інформаційного моделювання будівель і споруд. Впровадження нових методів архітектурно-будівельного проектування на основі створення віртуальних моделей будівель і споруд дозволяє скоротити терміни та підвищити якість розробки проектно-кошторисної документації.

Design is the initial stage of the construction process. Therefore, it is necessary to train skilled specialists who will implement new technologies in the process of design documentation development.

The information model of the building contains a three-dimensional model and somehow organized information about the design object. This information is used at the design stage, during the construction phase, during the operation and further demolition of the building. It is important to understand that the information model of a building is a virtual model, the result of the application of computer technologies. BIM is a virtual copy of a real building. At the initial stage of model creation there is a small set of information, but sufficient to get started. In the design process, the model is complemented with the necessary information, and becomes more complete.

Introduction of new methods of architectural and construction design on the basis of the creation of virtual models of buildings and structures can shorten the timing and improve the quality of design estimates.

Ключові слова: комп'ютерна модель, інформаційне моделювання будівель, нові технології проектування.

Keywords: computer model, information modeling of buildings, new design technologies.

Розвиток інформаційних технологій у архітектурно-будівельному проектуванні вимагає пошуку нових принципів розробки проектно-кошторисної документації, що полягають у створенні комп'ютерних моделей будівель і споруд, які містять у собі максимальний обсяг інформації про об'єкт.

Аналіз останніх досліджень і публікацій, в яких започатковано розв'язання даної проблеми. Термін «BIM» (Building Information Modeling або Building Information Model) [1] фахівці почали використовувати порівняно недавно, хоча сама концепція комп'ютерного моделювання з максимальним урахуванням усієї інформації про об'єкт набула конкретних обрисів уже давно. З кінця ХХ століття такий підхід у проектуванні поступово формувався у середовищі CAD-технологій у результаті діяльності компаній: Autodesk, Grafisoft, Tekla, Bentley та ін.

Проектування – це початковий і чи не найважливіший етап процесу будівництва, тому необхідно підготувати кваліфікованих фахівців, які будуть впроваджувати нові технології в процесі розробки проектно-кошторисної документації. Вони повинні впевнено й досить швидко перейти від сформованого роками двомірного мислення до тривимірного проектування, в форматі інформаційного моделювання будівель і споруд.

Архітектурно-будівельна галузь зазнає змін, які за своєю революційністю перевершують навіть перехід від ручного креслення до автоматизованого. Зараз неможливо ефективно обробляти величезний потік інформації колишніми застарілими засобами. Аналізувати дані, пов'язані з будівлею, необхідно навіть після того, як вона спроектована та вже побудована, оскільки новий об'єкт переходить у стадію експлуатації, відбувається його взаємодія з навколишнім середовищем [2].

Інформаційна модель будівлі (BIM) містить тривимірну модель і певним чином організовану інформацію про об'єкт, яка використовується як на стадії проектування й будівництва, так і в період експлуатації та подальшого знесення будівлі.

При цьому важливо підкреслити, що інформаційна модель будівлі – це віртуальна модель, результат застосування комп'ютерних технологій. В ідеалі BIM – це віртуальна копія будівлі. На

початковому етапі створення моделі ми маємо незначний набір інформації, але достатній для початку роботи. Потім, у процесі проектування, модель доповнюється необхідною інформацією, і стає більш повноцінною [3].

Інформаційна модель будівлі може використовуватися для:

- аналізу та прийняття проектних рішень;
- створення детальної проектної документації;
- прогнозування експлуатаційних якостей об'єкта;
- складання кошторисної документації;
- замовлення матеріалів і обладнання;
- керування процесом зведення будівлі;
- управління засобами технічного оснащення будівлі протягом усього життєвого циклу;

– проектування та проведення реконструкції або ремонту;

– підготовки будівлі до знесення й утилізації.

Впровадження технології ВІМ дозволяє проектантам, підрядникам і замовникам отримати можливості:

- створювати узгоджені проектні рішення та документацію;
- виконувати візуалізацію та моделювання, розраховувати кошторисну вартість й експлуатаційних характеристик об'єкта;
- здійснювати проектування з мінімальним шкідливим впливом на навколишнє середовище.

Тривимірне моделювання, автоматизоване отримання креслень, інтелектуальна параметризація об'єктів, розподіл процесу будівництва по тимчасових етапах – вважають основними принципами інформаційного проектування.

Традиційні програми, які використовуються сьогодні в більшості проектних організацій, такі як AutoCad, GstarCAD, progeCAD, ZWCAD, БудКАД та ін., як правило, застосовуються для створення двовимірних креслень у вигляді множини ліній. При використанні ВІМ–технології кожен об'єкт, крім графічного зображення, містить інформаційну складову: використані матеріали, їх фізичні характеристики, вартість, а також інші параметри. Все це дозволяє не просто отримати будівельне креслення, але створює інформаційну базу для ефективного управління вартістю будівництва.

Концепція інформаційного моделювання будівлі – це набагато більше, ніж просто новий метод проектування. Це принципово інший підхід оснащення будівлі, забезпечення її експлуатації та

ремонту, управління життєвим циклом об'єкта та зменшення негативного впливу на навколишнє середовище.

Концепція інформаційного моделювання будівлі успішно використовується для вирішення задач формування, використання простору й візуалізації проекту. Це забезпечують такі його інструменти як реалістична візуалізація та пошук конфліктів взаємного розташування об'єктів.

Інформаційна модель будівлі – це готовий продукт, в якому традиційні креслення є лише одним з компонентів. Важливою складовою цієї моделі є інформація про вартість матеріалів, будівельно-монтажних робіт, послуг. Ця інформація автоматично оновлюється відповідно до ситуації на ринку. Забудовник має доступ до інформаційної моделі. Таким чином фахівці можуть віддалено підключатися до системи й отримувати потрібні їм додаткові креслення та повну інформацію про об'єкт.

ВІМ має очевидні переваги перед традиційним проектуванням:

- можливість вносити зміни в конструкції;
- проектувати переоснащення будівлі новим інженерним обладнанням, доводячи його експлуатаційні характеристики до сучасного рівня вимог;
- відстежувати поточний стан будівлі і своєчасно вживати заходів щодо ремонту;
- ефективно експлуатувати існуючі об'єкти.

У процесі проектування часто доводиться вносити велику кількість змін у креслення під час корегування проектних рішень. Якщо проект завершений і будова знаходиться на стадії зведення, то безболісне редагування практично неможливе. Застосування технології ВІМ допомагає вирішити ці питання й істотно полегшує колективну роботу інженерів і проєктантів над об'єктом.

Застосування технології інформаційного моделювання будівель значно полегшує взаємодію різних фахівців. Це спонукає архітекторів й інженерів працювати по-новому, допомагає всім учасникам процесу побачити й оцінити проєкт ще до того, як почнеться будівництво.

Одне з найголовніших досягнень ВІМ – можливість отримати максимальну відповідність експлуатаційних характеристик будівлі вимогам замовника, оскільки технологія ВІМ дозволяє з високим ступенем достовірності відтворити реальний об'єкт з усіма конструкціями, матеріалами, інженерним оснащенням і



технологічними процесами, а також на віртуальній моделі перевірити ефективність проектних рішень.

Сьогодні існує велика кількість програмних комплексів, які дозволяють реалізувати BIM: Autodesk Revit, Digital Project, Bentley Architecture, Allplan, ArchiCAD, програмний комплекс САПФІР-3D – ЛІРА-САПР 2017. Проектування з використанням технології BIM є інтегрованим: фахівці краще розуміють сутність проекту та його очікувані результати. Підвищується рівень координації та якість робіт, скорочуються витрати часу й коштів, навіть на ранніх стадіях проєктанти мають достатньо інформації для прийняття обґрунтованих рішень.

Застосування технології інформаційного моделювання будівель дозволяє виконувати проєкти більш раціональними з точки зору екології. Більшість інформації, необхідної для дотримання санітарно-екологічних вимог, виконання розрахунків, контролю нормативних показників, можна взяти з самої моделі, забезпечуючи тим самим економію часу і коштів.

BIM – це не окрема тривимірна модель будівлі або окрема база даних. Це цілий взаємопов'язаний і складнопідрядний комплекс таких моделей і баз даних, що можуть формуватися різними програмами та взаємопов'язані за допомогою цих же програм.

BIM не є «штучним інтелектом». Зібрана в моделі інформація про будівлю повинна аналізуватися на предмет виявлення в проєкті можливих неточностей та колізій проєктантом. Наприклад, якщо в моделі зменшити кількість утеплювача, то BIM-програма не думатиме за проєктанта, як вчинити: чи то додати (закупити) ще утеплювач, чи зменшити площу приміщень, чи посилити систему опалення і т.п. Це інженер повинен вирішувати сам.

BIM не ідеальна, оскільки вона створена людьми й отримує від них інформацію, а їм властиво помилятися. Неточності можуть з'являтися безпосередньо при внесенні даних, при створенні BIM-програм, навіть при роботі комп'ютерів. Але цих помилок виникає значно менше, ніж у випадку, коли людина сама маніпулює інформацією. BIM має набагато більше внутрішніх рівнів програмного контролю коректності даних. Сьогодні ця технологія найкраща з того, що існує в цьому напрямку діяльності.

BIM-технології – це нове використання програмних продуктів, засноване на технології інформаційного моделювання. Технологія BIM є основою і для галузевих рішень, що дозволяє вибудувати

ефективну технологію комплексного проектування: землеустрою та генплану, архітектури, будівельних конструкцій, обладнання та інженерних мереж. Використання даної технології – це стратегічне питання, що має принципове значення для подальшого розвитку будівельної галузі, і його своєчасне вирішення – об'єктивна необхідність.

Впровадження технології ВІМ у світову проектну практику в даний час знаходиться на своїй початковій стадії, ще не вироблений єдиний стандарт для файлів програмних систем, що створюють інформаційні моделі будівель, або обміну даними між ними, але таке розуміння готується і робляться спроби розробки єдиної системи.

**Висновок.** Отже, застосування програмних комплексів які підтримують концепцію інформаційного моделювання будівель дозволяє підвищити якість і швидкість розробки проектної документації, збільшити рентабельність робіт, мінімізувати будівельні й експлуатаційні ризики, пов'язані з помилками проектування.

Інформаційне моделювання будівель являє собою комплексний процес, який базується на використанні точних і скоординованих даних на всіх етапах проектування: від розробки концепції будівлі до її зведення та здачі в експлуатацію. Технологія ВІМ допомагає архітекторам, інженерам, підрядникам і замовникам отримати якісно новий рівень взаємодії, в результаті якої буде сформовано сучасний економічно-ефективний будівельний продукт.

В Україні впровадження технологій інформаційного моделювання будівель відбувається повільно, носить в основному не системний характер і не має необхідного рівня державної підтримки.

1. Building Information Modeling (BIM) is an intelligent 3D model-based on architecture, engineering, and construction professionals[Електронний ресурс]– Режим доступу: <https://www.autodesk.com/solutions/bim/overview>.

2. Eastman, Chuck. What is a BIM? [Електронний ресурс] – Режим доступу: <http://bim.arch.gatech.edu/?id=402>.

3. National Building Information Model Standard Project Committee. [Електронний ресурс] – Режим доступу: <http://www.buildingsmartalliance.org/index.php/nbims/faq/>

УДК 624.011

**ИСПЫТАНИЕ СОСТОВНЫХ ОБОЛОЧЕК ТИПА  
ГИПЕРБОЛИЧЕСКИЙ ПАРАБОЛОИД ИЗ  
ПАРАБОЛИЧЕСКИХ И АСИМГИПОЛИЧЕСКИХ ПАНЕЛЕЙ  
НА ДЕЙСТВИЕ СТАТИЧЕСКОЙ НАГРУЗКИ**

**EXPERIMENTAL RESEARCH ON STATIC LOAD OF THE  
CONSTITUENT ELEMENTS STRUCTURES COVERING OF  
HYPERBOLIC PARABOLOID FROM PARABOLIC AND  
ASYMGIPOLIC PANELS**

**Стоянов В.В д.т.н проф., зав.каф. МДиПК, Жгаллі Ш. аспірант.**

**Stoyanov V.V Prof. Dr.Sc. Head of department. Jgalli S. P.G.S.,  
(Odessa state academy of civil engineering and architecture).**

У статті розглядається ймовірність виникнення гіпара з параболічних та асимгіполічних панелів. Наводиться конструктивне рішення різних типів складних елементів, а також результат статистичних випробувань

In the practice of design and construction of coatings of shell type, along with the shells of zero and positive Gaussian curvature, the shells of negative Gaussian curvature, delineated over the surface of a hyperbolic paraboloid, with a wide range of shape design, which is of paramount importance in the construction of gypsies in the design of composite elements, have become widespread. The work discloses a possibility of using a constituent parabolic and asymgipolic element for shell covering negative curvature. Presented design solutions into constituent elements structures and computations such structures, as well as the result of a static test

Ключеві слова: оболочок, нульовий, позитивної гауссової кривизни, негативною гауссової кривизни, формоутворення, параболічних і асимгіполіческих панелей.

Keywords: shell, zero and positive Gaussian curvature, negative Gaussian curvature, shape design, parabolic and asymgipolic.

Среди многочисленных современных пространственных систем наиболее примечательными по праву считаются оболочки двоякой кривизны (рис.1), которые являются выражением кардинальной идеи архитектурной конструкции: «какова форма, такова несущая способность». Действительно, тонкий стальной лист, опертый по краям, прогибается при незначительном нажатии рукой. Тот же лист, превращенный в свод, свободно несет вес человека. Эта идея для разных материалов и видов нагружения используется в конструкциях самым различным способом.

Поскольку гипары стали использоваться в строительстве позднее оболочек других видов, их статические и жесткостные свойства, а так же проблема проектирования оказались менее изученными и разработанными. В технической литературе расчет оболочек в виде гипаров с прямолинейными краями по сравнению с расчетом цилиндрических сводов-оболочек и оболочек положительной гауссовой кривизны представлен пока недостаточно полно, особенно сборно-разборных гипаров с соединением на упруго-податливых связях.

Разнообразные возможности аппроксимации поверхности оболочки на сборные элементы, создает определенные особенности, связанные со стыковыми соединениями отдельных панелей, как правило, являются упруго-податливыми. Их жёсткость на изгиб, растяжение-сжатие и сдвиг отличается от жесткостных параметров оболочек что, может вызвать значительные деформации в направлении параболы и появление соответствующих усилий, требующих в отдельных случаях усиления бортовых элементов в горизонтальном направлении.

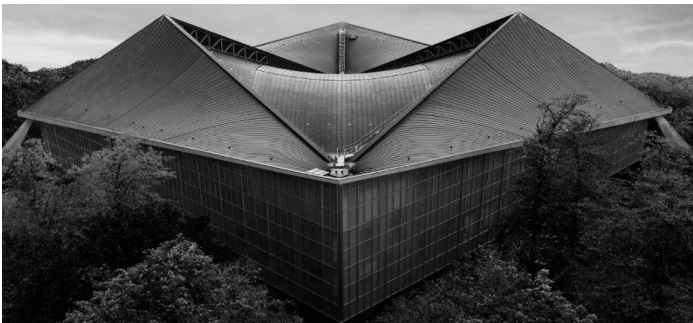


Рис.1. Покрытие типа гипар, здание музея дизайна, Лондон

При этом большая сопротивляемость этой формы оболочки выпучиванию объясняется тем, что главные усилия растяжения располагаются по направлению восходящих парабол, а главные усилия сжатия - по направлению нисходящих парабол. (рис.2) . При этом продольные стыки располагаются перпендикулярно сжимающим усилиям и сосредотачиваются по диагоналям на опорные части. Увеличение активной нагрузки приводит к усилению прижима элементов продольных трехслойных панелей продольными кромками. Детали формообразования параболические панелей подробно описаны в монографии [1] стр. 37-41.

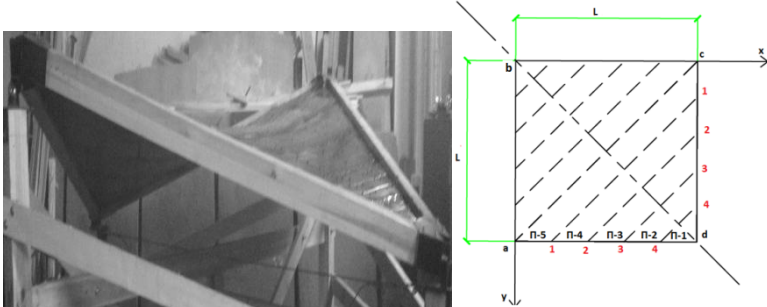


Рис. 2. Формообразования поверхности лепестка оболочки размером в плане размером 3x3 м на сборные параболические.

Анализ основных источников исследования и публикаций. Необходимо выделить ряд работ ученых, которые посвящены решению различных задач теории гиперболических оболочек. Сюда прежде всего относятся работы Н.П. Абовского и ИМ. Самольянова [2], [3], [4], Рассказова А.О. [5], И.Е. Милейковского и А.К. Купар [6], Ю.В. Чиненкова [7], В.В. Стоянова, Ю.В. Купченко и Н.И. Узун [8], [9].

Заслуживают внимания результаты экспериментального исследования несущей способности моделей железобетонных оболочек, имеющих форму гиперболического параболоида, описанные А.С. Дехтярь и М.О. Рассказовым в работе [10]. В этой работе авторами подробно излагаются вопросы технологии изготовления двух серий моделей оболочек в форме гиперболического параболоида над квадратным планом, и описывается оригинальная методика испытаний с использованием пневматической системы нагружения. Выявленная в ходе

предварительных испытаний схема излома, при которой поверхность оболочки расчленилась на восемь сопряженных между собой дисков, дала возможность с помощью кинематического метода определить верхнюю границу несущей способности моделей оболочечных конструкций при действии равномерно распределенной нагрузки. При этом несущая способность оболочек оценивалась в зависимости от степени их пологости, толщины оболочечной конструкции и различных условий ее закрепления по контуру. В частности, для первой серии моделей оболочек рассматривалось как шарнирное закрепление по контуру, так и опирание в угловых точках, а для второй серии оболочек в силу наличия жестких контурных ребер принималось защемление по контуру.

Одним из недостатков цитируемой работы является то, что опыты проводились на сравнительно малых моделях, для которых затруднительно обеспечить соблюдение требуемого масштаба, прежде всего в отношении толщины моделируемой конструкции. Другим недостатком работы следует назвать то обстоятельство, что в действительности железобетонные конструкции оболочек в форме гиперболического параболоида представляют собой конструкции, выполняемые из композитных материалов, и в связи с этим при выводе расчетных зависимостей необходимо было бы учитывать анизотропию свойств материала.

В работе А.М. Дубинского и Г.В. Шарапова [11] излагаются результаты экспериментальных исследований несущей способности отдельно стоящих железобетонных оболочек, проведенные на малых моделях размером в плане 60х60 см и толщиной 4 мм. Как эти испытания, так и последующие опыты, проведенные на модели железобетонной оболочки покрытия рынка в г. Туле показали, что характер работы системы, образованной четырьмя гиперболическими параболоидами с наклонными коньками, в стадии предельного равновесия практически ничем не отличается от характера работы индивидуальной оболочки с закрепленными от горизонтальных смещений нижними углами. Здесь важно отметить, что для комбинированных систем, сформированных из четырех отдельных модулей в виде гиперболических оболочек в нормальном положении и подвергаемых действию равномерно распределенной нагрузки, экспериментальные исследования целесообразно проводить на индивидуальной конструкции седловидной оболочки,

опертой только в нижних углах, закрепленных от горизонтальных смещений путем постановки затяжки или устройством контрфорсов.

Постановка задания. Данной работы рассматривает сравнительной оценки несущую способность и деформативности составных оболочек в связи с формообразованиям оболочки в форме гиперболического параболоида, и ее влияния на усилению прижима продольных элементов трехслойных панелей продольными кромками [12].



Рис.3. Вид с боку оболочки из параболических панелей размером  $3 \times 3 \times 0,035$ м (с лево) и из осимгиполических панелей  $1,5 \times 1,5 \times 0,04$ м (с право) в лаборатории кафедры МДиПК ОГАСА.

Целью экспериментального исследования является изучение особенностей поведения трехслойной конструкции гиперболической оболочки при действии на ее консольную часть сосредоточенной нагрузки, равномерной распределенной нагрузки по всей поверхности, по четверть оболочке и половины.

Для достижения поставленной цели был определен следующий круг задач:

- разработать и изготовить конструкцию крупномасштабной модели гиперболической оболочки над квадратным планом (рис.3);
- выполнить экспериментальные исследования конструкции гиперболической оболочки при воздействии на нее локальных и распределенных нагрузок;
- провести анализ напряженно-деформированного состояния трехслойной деревянной конструкции гиперболической оболочки, находящейся под воздействием локальных и распределенных нагрузок.

Методика и техника проведения статических испытаний крупномасштабной модели гиперболической оболочки. В

большинстве работ, посвященных экспериментальным исследованиям деревянных гиперболических оболочек, рассматривались лишь случаи их полного или частичного нагружения равномерно распределенной поверхностной нагрузкой. Бортовые элементы таких оболочек опираются, как правило, по всей длине на стойки каркаса вертикального ограждения.

В большепролетных конструкциях покрытий зданий и сооружений в той ситуации, когда по архитектурным соображениям или каким-либо техническим причинам устройство дискретных опор по длине бортового элемента является нежелательным, гиперболическая оболочка оказывается опертой в двух своих нижних угловых точках и работает вместе с неподкрепленными бортовыми элементами по консольной схеме.

Именно такой мало изученный случай работы конструкции гиперболической оболочки над квадратным планом и составляет часть предмета настоящего исследования, целью которого является выяснение степени достоверности предлагаемой методики расчета трехслойной оболочки на прочность и по второй группе предельных состояний.

В порядке подготовки к испытаниям был произведен расчёт трёхслойной конструкции гипара на действие нагрузки в виде вертикальной силы, приложенной в верхней угловой точке консольной части оболочки. В идеализированной конструкции, подвергавшейся расчету по методу жесткостей, последняя рассматривалась как опертая неподвижно в двух нижних и одной из верхних угловых точек.

В ходе проведения экспериментальных исследований локальное воздействие на оболочку передавалось при помощи грузов (мешок 20 кг). Нагрузка на всю поверхность трёхслойной конструкции оболочки передавалась при помощи грузов (мешок 20-25 кг), которые взвешивались при каждом испытании.

Измерение вертикальных и горизонтальных перемещений в середине бортовых элементов производились при помощи индикаторов часового типа с точностью 0,01 мм. Прогибы внутри контура трёхслойной конструкции гиперболической оболочки измерялись при помощи прогибомеров Н.Н. Максимова ПМ-3 с точностью 0,01 см и Н.Н.Аистова ТИП 6-ПАО с точностью 0,01мм. При этом несколько прибора размещались в точках вдоль



направления вогнутой параболы, проходящей через центр оболочки, и также в перпендикулярном направлении (рис.4).



Рис.4. Расположение прогибомеров и индикаторов.

Горизонтальные перемещения измерялись только на двух точках в центре бортовых элементов оболочки посредством индикаторов часового типа (1') и (2') с точностью измерения 0,01 мм, и в двух точках в случай оболочке 3x3 м индикаторами (23-26) (схема.1)

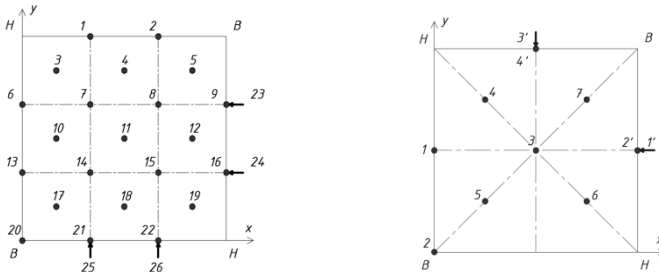


Схема.1. Расположения прогибомеров и индикаторов часового типа.

- – расположение прогибомеров в вертикальном направлении.
- – расположение индикаторов часового типа в горизонтальном направлении.

Деформации в отдельных точках оболочки измерялись с помощью проволочных тензорезисторов типа 2ФКПА-10-100-ГВТУ-25-01-100-68 с базой 20 мм, омическим сопротивлением 110 Ом и тензочувствительностью  $\epsilon = \pm 3000$  мкм/м.

Тензорезисторы наклеивались с наружной стороны оболочки в виде прямоугольных розеток, когда три датчика располагаются под углами 0°- 45°- 90° (схема.2, рис.5).

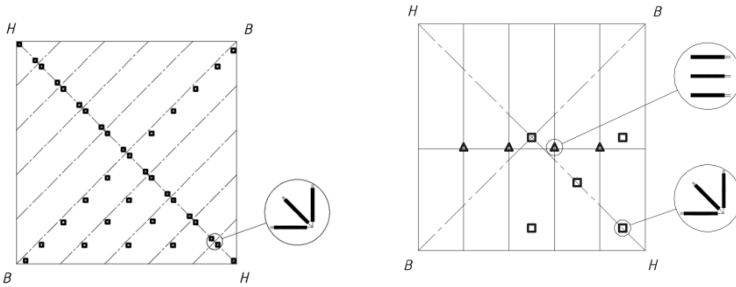


Схема.2. Расположения тензодатчиков

- ▲ – расположение тензодатчиков на рёбрах
- – расположение тензодатчиков на обшивке

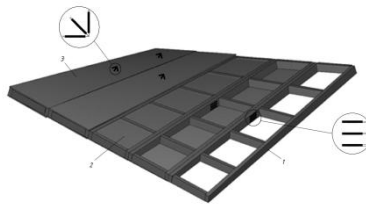


Рис.5. Конструкции оболочки с расположением тензодатчиков.

1- рёбра, 2 - наполнитель, 3 – обшивка

Всего таким образом было наклеено 108 активных и 9 компенсационных тензорезисторов, схема размещения которых представлена на (рис.5-схема.2). Монтаж и эксплуатация тензорезисторов проводились с учетом рекомендаций [12].

Для регистрации сигналов тензорезисторов применялся Модуль MS-304 предназначен для работы с мостовыми, полумостовыми тензодатчиками и одиночными тензорезисторами сопротивлением 100 ... 1000 Ом при проведении статических и квазистатических тензоизмерений.

Порядок проведения испытаний. До начала испытаний измерялись основные геометрические размеры оболочки и ее элементов. Процесс загрузки осуществлялся ступенями через  $\Delta P = 0,77 \text{ кН/м}^2$  на четверть, половину и по всей поверхности оболочки, а в случае консольного нагружения  $\Delta P = 0,2 \text{ кН}$ , при этом

записувались показання с индикаторов, прогибомеров и тензорезисторов.

После приложения каждой ступени нагрузки конструкция оболочки выдерживалась в таком состоянии столько времени, сколько требовалось для стабилизации деформаций. Время пребывания конструкции между окончанием загрузки полной пробной нагрузкой и отсчетами по приборам составляло 24 часа. После этого оболочечная конструкция разгружалась в таком же ступенчатом режиме, как и при нагружении, и по окончании процесса разгрузки сразу снимались отсчеты по приборам.

При производстве отсчетов по каждому из двух попарно расположенных тензометров необходимо было удостовериться, что знак деформаций соответствует условиям работы бортового элемента оболочки как стержня, подверженного действию осевой силы с изгибом.

На рисунке ниже показана конструкция оболочки в процессе ее испытания. Программой испытания предусматривалось трехкратное испытание седловидной оболочки локальной нагрузкой, приложенной на конце ее консольной части и по зонам (рис.6).



Рис.6. Конструкция оболочки в процессе ее испытания.

Предварительные опыты для определению упругих постоянных составляющих элементов панелей и жесткостные характеристики подкрепленных трёхслойных панелей в целом. Для оценки несущей способности и диформативности трехслойной конструкции пологой оболочки над квадратным планом в форме гиперболического параболоида необходимо получить несколько расчетных

зависимостей, позволяющих в первую очередь, определить величину испытательной нагрузки до проведения экспериментальных исследований на крупномасштабной модели трехслойной конструкции гиперболической оболочки. Поэтому понадобилась численные значения жесткостей при изгибе и кручении оболочечной конструкции. Чтобы определить эти значения, применялся численный подход. Моделировалась пластинка, изготовленная по такому же принципу, как и трехслойная седловидная оболочка, подвергалась изгибу и скручиванию. В программном комплексе Ансисе, пластинка опиралась по двум противоположным краям, и была подвергнута изгибам посередине линейными равномерно распределенными нагрузками различной интенсивности, сначала вдоль оси  $y$ , а затем вдоль  $x$ . Для решения предварительной поставленной задачи необходимо было испытать отдельные образцы комбинированным методом исследования по данным, корреляции цифровых изображений и тензометрии на (Рис.7) представленный некоторых результатов (таб.1).

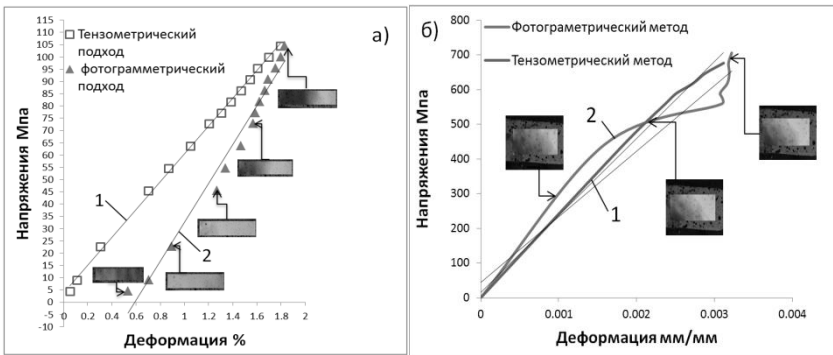


Рис.7. Графикрастяжения деформации:

- а) деревянного образца; б) металлического образца;
- 1) Тензометрический подход; 2) Фотограмметрический подход.

Таб.1. Свойства материалов для моделирования в ПК ANSYS.

Дерево										
$\rho$	$E_r$	$E_t$	$E_l$	$G_{rt}$	$G_{rl}$	$G_{tl}$	$\nu_{rt}$	$\nu_{rl}$	$\nu_{tl}$	
[кг/м <sup>3</sup> ]	МПа	МПа	МПа	МПа	МПа	МПа	[-]	[-]	[-]	
450	942,50	502,66	12566,71	41,88	700,09	700,09	0,457	0,031	0,0183	
$f_{t,0}$	$f_{c,0}$	$f_{t,90}$	$f_{c,90}$	$f_v$	$f_{roll}$	$G_{f,0}$	$G_{f,90}$	$GF_{f,v}$	$G_{f,roll}$	$n$
МПа	МПа	МПа	МПа	МПа	МПа	Н/мм	Н/мм	Н/мм	Н/мм	[-]
24	36	0,7	4,3	6,9	0,5	60	0,5	1,2	0,6	0,0001

Металлический оцинкованный лист				
$\rho$	$E$	$\nu$	$f_T$	$f_{II}$
[кг/м <sup>3</sup> ]	[МПа]	[-]	[МПа]	[МПа]
7757	225487,72	0,24	500	720,5

$f_T$  – предел пропорциональности (предел текучести для остаточной деформации);  $f_{II}$  – предел кратковременной прочности;  $E_r$  – модуль упругости в радиальном направлении;  $E_t$  – модуль упругости в тангенциальном направлении;  $E_l$  – модуль упругости вдоль волокон;  $G_{rt}$ ,  $G_{rl}$ ,  $G_{tl}$  – модули сдвига;  $\nu_{rt}$ ,  $\nu_{rl}$ ,  $\nu_{tl}$  – коэффициенты Пуансона;  $f_{t,0}$  – предел прочности при растяжении вдоль волокон;  $f_{c,0}$  – предел прочности при сжатии вдоль волокон;  $f_{t,90}$  – предел прочности при растяжении поперек волокон;  $f_{c,90}$  – предел прочности при сжатии поперек волокон;  $f_v$  – предел прочности при сдвиге скалывания;  $f_{roll}$  – предел прочности при сдвиге кручения;  $G_{f,0}$ ,  $G_{f,90}$ ,  $GF_{f,v}$ ,  $G_{f,roll}$  – энергия разрушения;  $n$  – фиктивный вязкий параметр.

Основной материал и результаты. Схемы распределения прогибов оболочки при нагружении модели в районе опор в пределах одной четверти поверхности гипара представлены на (рис.8). Такие виды нагружения имитируют образование снеговых мешков, положение которых наблюдались и у построенной оболочки данного типа.

При нагруженной одной четверти у низких опор или высоких опор (рис.10) и (рис.11) появляются максимальные прогибы в нагруженной части, противоположная четверть в это время стремится к выгибанию.

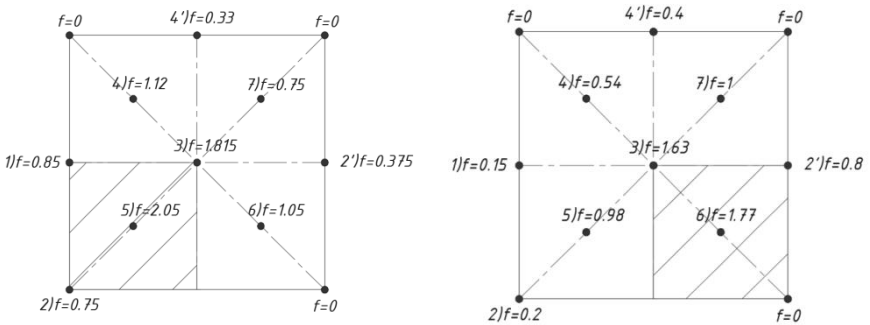


Рис.8. Прогибы оболочке при загрузении № 1(слева) и № 2(справа).

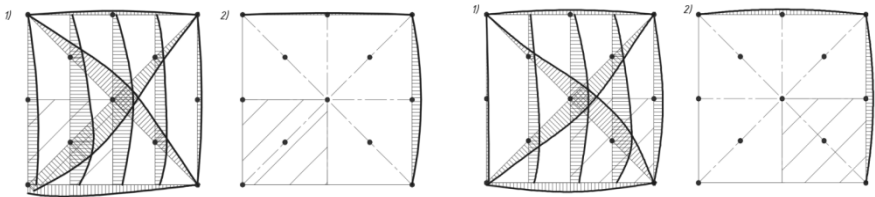


Рис.9. Эпюры вертикальных и горизонтальных перемещения:  
1) эпюры в вертикальном направлении; 2) перемещения в горизонтальном направлении.

На (рис.10) и (рис.11) представлены эпюры прогибов поверхности по главным диагоналям. Отделяющие точки прогибов от стремления к выгибам, находится вдоль главной выпуклой

діагоналі на відстані (0,5...0,7)l для завантаження №2, а в разі №1 що по суті є таким же самим видом завантаження тільки по осі симетрії, максимальний прогин знаходиться в центрі оболонки, при цьому прогини лінійні (рис.12).

Переміщення вздовж головної вогнутої діагоналі симетричні в разі завантаження №2. Порівнявши цю схему навантаження рівномірно розподіленою по всій поверхні №4 при  $q=3,55$  кН/м<sup>2</sup> (рис.12) видно, що максимальні значення прогинів в центрі розглянутого завантаження приблизно на 182 % більше, ніж при навантаженні однієї чверті №2 при нижній опорі, і при консольному завантаженні №8 прогини більше на 265%. Прогини в розглянутих чвертях при завантаженнях №1(т. 5) і №2(т. 6) видно що прогин менше на 15.81% при нижніх опорах. Вертикальні переміщення при рівномірно розподіленій навантаженні №4 перевищує прогин при чверті №1 в точці 5 на 196.81%.

Місце максимальних прогинів по головним випуклим діагоналям знаходиться на відстані 530мм від нижніх ближніх опор в разі консольного завантаження №8 і чверті №2 але в разі рівномірного завантаження №4 і чверті №1 знаходиться в центрі, а вздовж вогнутої діагоналі виникають максимальні переміщення в середині оболонки для рівномірно розподіленої навантаження №4 і чверті №2, а в разі консолі №8 знаходиться на 530мм від консолі і чверть №1.

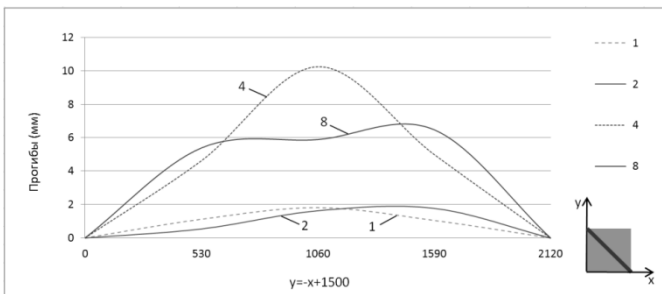


Рис.10. Прогини оболонки по діагоналі  $y=-x+1.5$  при завантаженні  $3.5$  кН/м<sup>2</sup>, а при консольній схемі №8 завантаження  $1$  кН/м<sup>2</sup>

Прогибы в центре исследуемой четверти №2 в зависимости от интенсивности нагрузки при загрузке четверти в районе нижних опор и равномерно распределенной №4 и консольной нагрузки №8 видны на (рис.10) и (рис.11). При таком виде нагрузки, что по существу являются несимметричной и симметричной нагрузкой, прогибы в то же время сохраняют характер симметрии относительно выпуклой и вогнутой диагоналей покрытия.

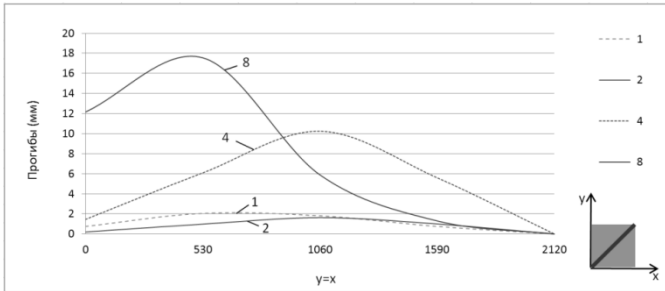


Рис.11. Прогибы оболочки по диагонали  $y=x$  при загрузке  $3.5 \text{ кН/м}^2$ , а при консольной схеме №8 загрузки  $1 \text{ кН/м}^2$ .

Также с увеличением нагрузки увеличивается степень несимметричности, что видно на (рис.12). Например, при консольной №8 нагрузке  $P=600 \text{ Н}$  симметричность еще соблюдается, а при дальнейшем нагружении симметричность нарушается, при равномерном нагружении №4 по всей поверхности нарушается уже после  $3 \text{ кН/м}$ .

Это обстоятельство может быть вызвано некоторой неравномерностью распределенной нагрузки №4, неоднородностью древесины и помимо этого и тем, что действительная жесткость элементов, несмотря на равные поперечные сечения каждого бортового элемента, неодинакова.

Выходит, что из четырёх схем загрузки (рис.10) и (рис.11) наибольшие перемещения наблюдаются при консольном нагружении №8 за тем равномерно распределенной нагрузки №4 по всей поверхности. Тут же надо отметить, что перемещения оболочки качественно отличаются при разных видах загрузки. Последнее обстоятельство необходимо учитывать при расчете и конструировании данного вида гипара.



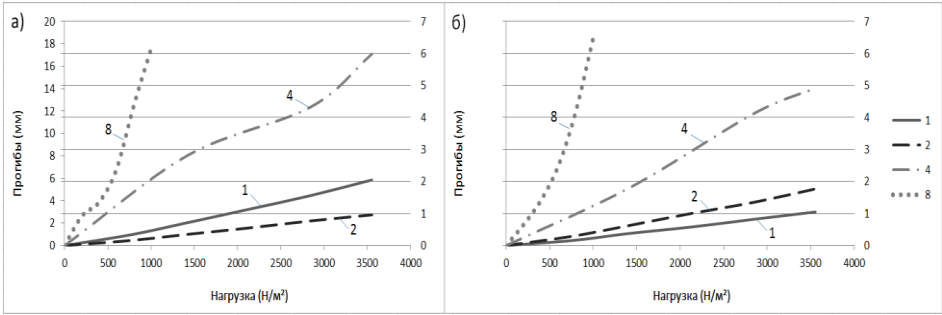


Рис.12. Прогибы при загрузках 1,2,4,8  
а) в 5 точке , б) в 6 точке.

В ходе испытания модели 1,5х1,5м были рассмотрены в общей сумме 8 различных комбинаций схем. Ниже представлены результаты испытания при равномерно распределенной вертикальной симметричной нагрузке, при загрузке половины оболочки по диагоналям верхних и нижних опор , при загрузке половины оболочки по асимптотическим прямым, при загрузке четверти оболочки и консольное загрузке (рис. 13-16).

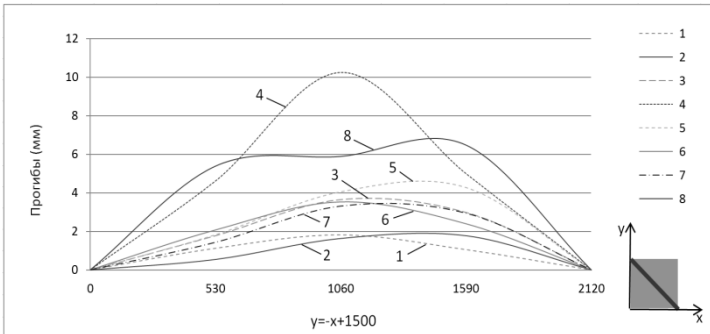


Рис.13. Прогибы оболочки по диагонали  $y=-x+1.5$  при загрузке 3.5 кН/м<sup>2</sup> , а при консольном схеме загрузке 1 кН/ м<sup>2</sup>.

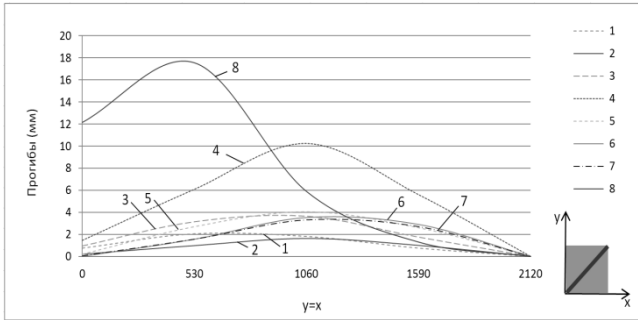


Рис.14. Прогойби оболочки по діагоналі  $y=x$  при загрузженні  $3.5 \text{ кН/м}^2$ , а при консольном схеме загрузженія  $1 \text{ кН/м}^2$ .

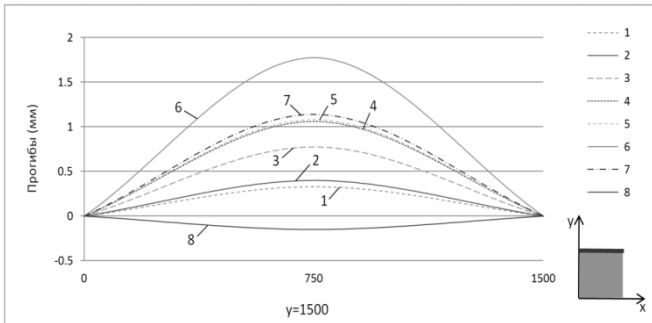


Рис.15. Прогойби оболочки вдоль бортового элемента  $y=1.5$  при загрузженні  $3.5 \text{ кН/м}^2$ , а при консольном схеме загрузженія  $1 \text{ кН/м}^2$ .

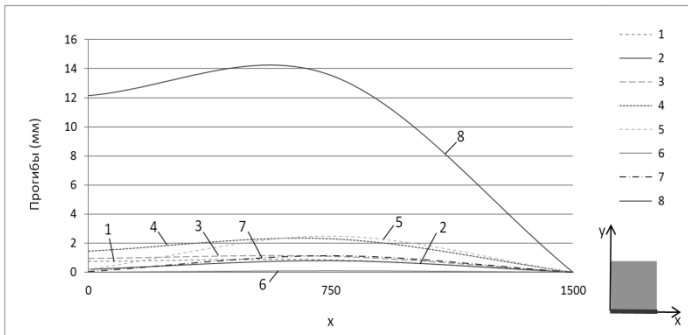


Рис.16. Прогойбы оболочки вдоль бортового элемента по оси  $x$  при загрузженні  $3.5 \text{ кН/м}^2$ , а при консольном схеме загрузженія  $1 \text{ кН/м}^2$

Обсуждение результатов. Прогибы по абсолютной величине незначительны при первой схеме опирания №4 ( без консоли). При нагрузке  $P = 3,55 \text{ кН/м}$  ( в 1.5 раз больше расчетной нагрузки при покрытиях отапливаемых зданий ) относительный прогиб по главной диагонали составляет  $f/l=1/207$  . Симметричность картины распределения прогибов наблюдается на всех шагах нагружения, при этом место максимальных перемещений находится в районе центра оболочки. Слабую асимметрию перемещений можно объяснить некоторой неравномерностью распределенной нагрузки, неоднородностью древесины (составляющих элементов панели или внутреннего каркаса панели) и при больших степенях нагрузки в некоторой степени появлением нелинейности.

Прогибы по абсолютной величине значительны при консольной схеме опирания №8. При нагрузке  $P=1\text{кН}$  относительный прогиб по главной диагонали в центре оболочке составляет  $f/l=1/360$ , идеальная симметричность в картине распределения прогибов наблюдается на всех шагах нагружения, при этом место максимальных перемещений находится в консольной зоне оболочки с относительным прогиб  $f/l=1/120$ . Отмечаются существенные прогибы в зонах прилегающих к консоли и затухание прогибов по мере отдаления от консоли.

Рассматривая по ходу эксперимента появление перемещения криволинейной части оболочки от нагружения можно выделить два этапа.

1) При загрузке до 2,5 расчетной нагрузки наблюдается линейная зависимость между нагрузкой и перемещением.

2) При увеличении нагрузки в отдельных зонах при некоторых схемах загрузки образуются одиночные локальные вмятины, которые не являются причиной потери несущей способности оболочки-наблюдается нелинейная зависимость между перемещениями и нагрузкой.

Несмотря на наличие в настоящее время эффективных численных и аналитических методов расчета, но значительные успехи в исследовании напряженно-деформированного состояния составных оболочек их расчет с учетом упругой податливости швов представляет мало изученную, требуется дальнейшей разработки задачу теории оболочек. Таким образом, исследование напряженно-деформированного состояния составных оболочек с учетом упругой податливости швов является актуальной задачей.

В отличие от оболочек положительных кривизны, где наибольший прогиб имеется в точках, близких четвертях пролетах, в рассматриваемой оболочке максимальный прогиб совпадает с центром оболочки. По своему характеру кривые прогибов напоминают прогиб в плите но даже для наибольшего значения  $\delta / F$  прогиб оболочки примерно в 40 раз меньше прогиба плиты.

1. Стоянов В.В. Конструирование легких сборных гиперболических покрытий. – Одесса, 2000г.; - 166с. Полиграфический центр ЧП «Укртехснаб», 2000.

2. Абовский Н.П., Самольянов И. И. К расчету пологой оболочки типа гиперболического параболоида// Строит, механика и расчет сооружений. —1969, №6, с. 7-12.

3. Самольянов И.И. К расчету пологих оболочек типа гиперболического параболоида и систем, составленных из них, методом сеток//Автореферат дисс. на соискание ученой степени канд. техн. наук. - Красноярск, 1967. -16 с.

4. Самольянов И.И. Расчет пологих оболочек типа гиперболических параболоидов с учетом жесткости затяжки// Строит, механика и расчет сооружений. -1976. №6, с. 56-61.

5. Рассказов А.О. Расчет оболочек типа гиперболических параболоидов. Киев, 1972. -175 с.

6. Милейковский И.Е., Купар А.К. Гипары. Расчет и проектирование пологих оболочек покрытий в форме гиперболического параболоида. - М., 1977.-223 с.

7. Чиненков Ю.В. Испытания сборной оболочки в виде гиперболического параболоида на прямоугольном плане// Промышленное строительство. - 1964, №5, с. 25-30.

8. Стоянов В.В., Купченко Ю.В. Сборные металлодеревянные гиперболические покрытия// Металев1 конструкц, 1998, Т. 1, №1. - Донецк: ДГАСА, с. 51-53.

9. Стоянов В.В. Исследование модели клефанерной оболочки типа гиперболического параболоида// Изв. вузов «Строительство и архитектура», №10, Новосибирск. -1975, с. 25-27.

10. Дехтярь А.С., Рассказов А.О. Экспериментальное исследование несущей способности оболочек типа гиперболического параболоида. В сб.: «Пространственные конструкции в Красноярском крае», вып. IV. Красноярск. - 1969, с. 311-321.

11. Дубинский А.М., Шарапов Г.В. Покрытия в виде гиперболических параболоидов// Известия вузов. Строительство и архитектура. - 1971, №4, с. 30-31.

12. stojanov v.v., jgalli s.j., stojanov v.o. the constituent elements structures covering of hyperbolic paraboloid збірник наукових праць серія: галузеве машинобудування, будівництво випуск 1 (48) 2017, с. 311-321. с 54-62.

УДК 666.692

**ЗАЛЕЖНІСТЬ ВЛАСТИВОСТЕЙ СИРОВИННИХ  
ГРАНУЛ ШТУЧНОГО ПОРИСТОГО ЗАПОВНЮВАЧА –  
ПУЛЬПОПОРУ ВІД ФІЗИКО МЕХАНІЧНИХ  
ХАРАКТЕРИСТИК ТЕХНОГЕННОЇ СИРОВИНИ ГІРНИЧО-  
МЕТАЛУРГІЙНИХ ПІДПРИЄМСТВ КРИВОГО РОГУ**

**DEPENDENCE OF PROPERTIES OF RAW GRANULES OF  
AN ARTIFICIAL POROUS FILLER - PULP-PORES FROM THE  
PHYSICO-MECHANICAL CHARACTERISTICS OF MAN-  
MADE RAW MATERIALS OF MINING AND SMELTING  
ENTERPRISES OF KRYVY RIH**

**Хільченко О.П., ст.. викладач (КНУ, м. Кривий Ріг)**

**Khilchenko A. P., Senior lecturer (KNU, Krivoy Rog city)**

У статті приведені результати дослідження пластичності, щільності та гранулометричного складу техногенної сировини для виготовлення штучного пористого заповнювача.

Reducing the raw material base on the background of mineral resources protection and resource conservation is one of the main problems of the building materials industry. The use of man-made raw materials - waste from the mining and smelting enterprises of Kryvyi Rih for the production of artificial porous fillers is relevant because it improves the ecological situation, expands the raw material base and reduces material costs for its production. The article presents the results of the study of plasticity, density and granulometric composition of man-made raw materials for the production of artificial porous filler.

The influence of the size of the raw powder, the time of its granulation and the amount of wetting solution on the properties of raw material granules for the manufacture of the filler have been established. It was determined that the raw materials should be crushed to particles less than 0.5 mm, the granulation time of the powder mixture of raw materials 5-6 minutes, the amount of wetting solution to 15% by weight.

Ключові слова: пульпопор, глинисті та сланцеві вскришні породи, силікатна техногенна сировина, пластичність, гранулометричний склад, щільність та міцність сировинних гранул.

Key words: pulp-pores, clay and slate spate rocks, silicate technogenic raw materials, plasticity, granulometric composition, density and strength of raw granules.

Для виготовлення будівельних матеріалів щороку використовується до 1,5млрд. тонн спеціально видобутої нерудної сировини, в цей же час тільки підприємства залізорудної промисловості кожного року видобувають і направляють у відвали та хвістосховище більше 1млрд. тонн вскришних порід і відходів збагачення [1].

Великі накопичення відходів горно-металургійної промисловості Кривого Рогу, під відвалами яких назавжди втрачені тисячі гектарів родючих сільськогосподарських угідь (більше 12 тис. га) і забруднення навколишнього середовища є наслідком нераціонального використання мінеральних ресурсів надр землі [2].

Одночасно в регіоні присутній дефіцит будівельних матеріалів, для створення яких у цей час завозиться річний пісок, а частка використання відходів збагачення, які можуть замінити пісок, дуже незначна. Але в наші дні у будівельній індустрії використовується лише крупна фракція хвостів збагачення, мала – практично не використовується.

Природна сировина на сьогодні є основною сировиною для виготовлення будівельних матеріалів, а також штучних пористих заповнювачів [3].

Зменшення сировинної бази на фоні охорони надр та ресурсозбереження є однією із основних проблем індустрії будівельних матеріалів [4].

Зростання цін на всі види енергоносіїв приводить до зростання витрат на будівництво і експлуатацію споруд. Виникає потреба в зниженні енергозатрат [5].

Одним із шляхів вирішення цієї проблеми є підвищення термічного опору конструкцій нових й існуючих споруд, що може бути досягнуте, за рахунок використання легких бетонів на пористому заповнювачі [6,7].

Використання техногенної сировини – відходів гірничо-металургійних підприємств Кривого Рогу для виготовлення штучних пористих заповнювачів є актуально оскільки покращує екологічну обстановку, розширює сировинну базу та зменшує матеріальні витрати на його виробництво.

Метою даної роботи є дослідження за визначенням впливу пластичності та гранулометричного складу компонентів шихти із техногенної сировини підприємств Криворіжжя на властивості гранул заповнювача.

Для вибору способу виготовлення сировинних гранул штучного пористого заповнювача була визначена пластичність сировини.

Визначення пластичності проводили для суміші техногенних сировинних матеріалів розмелених та перемішаних у відношенні 65:32:3 до проходження через сито з розмірами отворів 0,63, 0,314 і 0,14 мм. В якості сировинних матеріалів використовували глинисті та сланцеві вскришні породи і силікатну техногенну сировину підприємств Кривого Рогу (таблиця. 1.1).

Таблиця 1

Пластичність відходів різної крупності

Крупність матеріалу, мм	Вологість на межі текучості %	Вологість на межі розкочування %	Число пластичності	Класифікація
Менше 0,63	20,5	18,1	3,8	Малопластичні
Менше 0,314	22,8	19,5	4,3	Малопластичні
Менше 0,14	24,3	20,6	4,8	Малопластичні

Сировинні матеріали, навіть тонкорозмолоті, відносяться до малопластичної сировини. Для виготовлення напівфабрикату з порошку сировинних матеріалів були випробувані два способи отримання гранул: на тарілчастому грануляторі і метод пластичного формування.

На рис. 1.1-1.9 приведені залежності властивостей сирцових гранул і отриманого з них штучного пористого заповнювача від крупності техногенної сировини, кількості та щільності змочувального розчину та часу грануляції.

Міцність вологих (рис. 1.1-1.3) і висушених при 230-240°C (рис. 1.4-1.5) гранул зростає із збільшенням часу грануляції і кількості змочувального розчину. При збільшенні щільності змочувального розчину та крупності сировинного порошку міцність гранул знижується не суттєво. Міцність вологих гранул достатня для транспортування їх в сушильно-нагрівальний барабан і складає 300-400 Н/гранул. Така висока міцність сприятиме збереженню гранул при русі їх в печі, що обертається, де вони піддаються стираючій дії.

Щільність сирцових гранул декілька знижується при збільшенні крупності порошку (рис. 1.6) та підвищується при збільшенні часу грануляції і кількості змочувального розчину. При збільшенні щільності змочувального розчину щільність гранул змінюється не в значній мірі, що можна пояснити погіршенням змочування частинок сировинного порошку розчинами високої щільності, що перешкоджають значному ущільненню гранул.

Щільність штучного пористого заповнювача підвищується із збільшенням крупності сировинного матеріалу та кількості змочувального розчину знижується із збільшенням часу грануляції до 5-6хв. Підвищення щільності штучного пористого заповнювача починається при використанні порошку крупністю більше 0,5 мм.



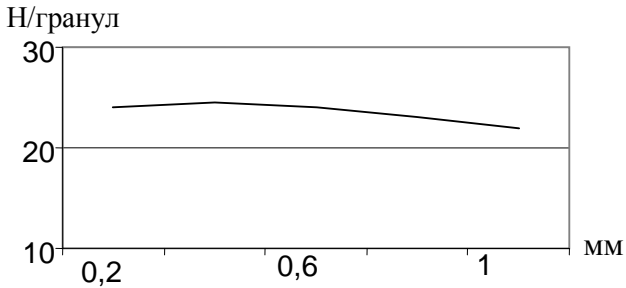


Рис. 1.1. Залежність міцності вологих сирцових гранул від крупності порошку, мм

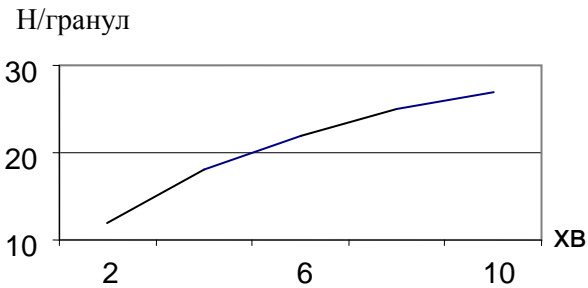


Рис. 1.2. Залежність міцності вологих сирцових гранул від часу грануляції відходів, хв.

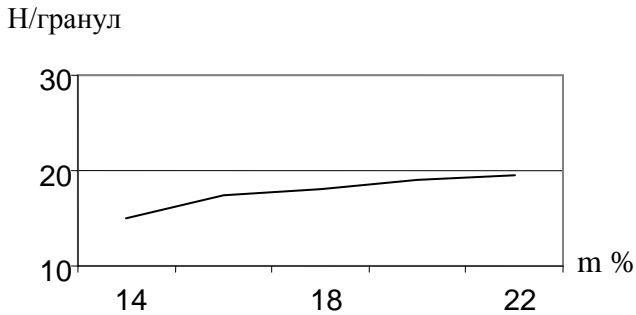


Рис. 1.3. Залежність міцності вологих сирцових гранул від кількості змочувального розчину, m %

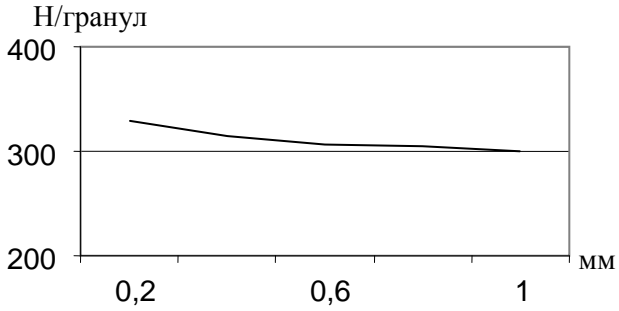


Рис.1.4 . Залежність міцності сухих сирцовихгранул від: крупності сировинного матеріалу, мм

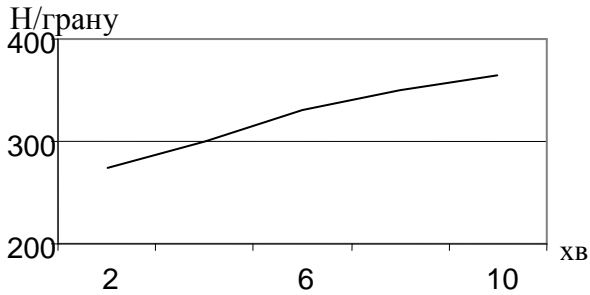


Рис.1.5 . Залежність міцності сухих сирцовихгранул від часу грануляції, хв

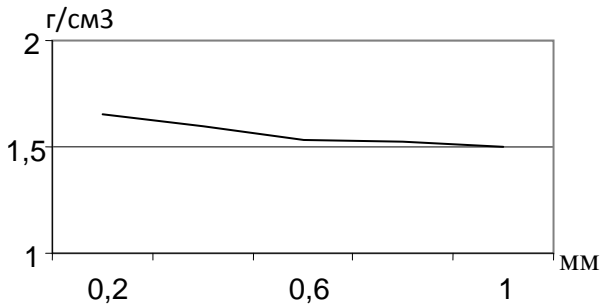


Рис.1.6 . Залежність щільності сирцових гранул від: крупності сировинної суміші, мм

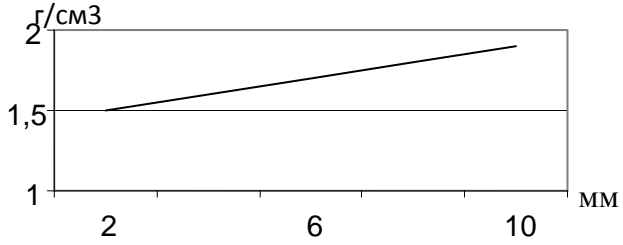


Рис.1.7 . Залежність щільності сирцових гранул від часу грануляції, хв

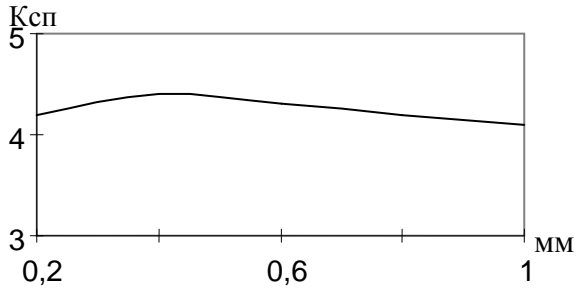


Рис.1.8 . Залежність коефіцієнта спучення гранул від крупності сировинного матеріалу, мм

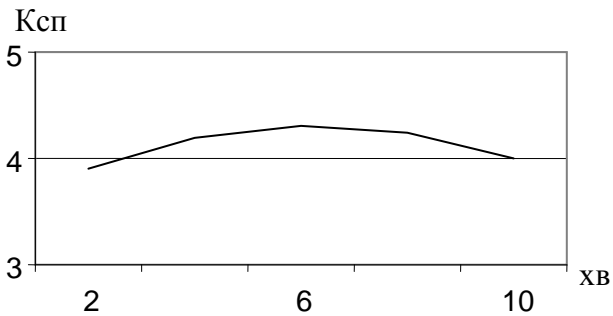


Рис.1.9 . Залежність коефіцієнта спучення гранул від часу грануляції, хв

Тривалість грануляції до 5 хв сприяє зниженню щільності штучного пористого заповнювача, а при подальшому збільшенні часу грануляції щільність штучного пористого заповнювача зростає.

Максимальний коефіцієнт спучення сировинних гранул (рис. 1.8-1.9) отримуємо при часі грануляції до 6 хв. Збільшення часу грануляції зменшує коефіцієнт спучування сировинних гранул. Збільшення кількості змочувального розчину до 15% від маси порошку не впливає на коефіцієнт спучення гранул штучного заповнювача.

Проведені дослідження дали змогу встановити крупність сировинного порошку, часу його грануляції та кількості змочувального розчину на властивості сировинних гранул штучного пористого заповнювача - пульпопору та встановити оптимальні їх значення :

- сировинні матеріали повинні бути подрібнені до частинок менш 0,5 мм;
- час грануляції порошку 5-6 хв;
- кількість змочувального розчину до 15% по масі;

1. Барышников В.Г. Вторичные материальные ресурсы горной металлургии: [Справочник]/ В.Г. Барышников. Г.И. Пашков и др. – М.: Экономика, 1986. – 344с.

2. Шишкин А.А.. Технология производства искусственных заполнителей из отходов обогащения Криворожских ГОКов, вскрывших пород и доменных гранулированных шлаков. [Текст] /А.А. Шишкин, А.П. Хильченко // Будівельні конструкції. - К.:НДБК. 2003. - С. 282 – 286.

3. Онацкий С.П. Производство керамзита. [Текст]/С.П. Онацкий // - М.: Стройиздат. 1987.

4. Кривенко Е.В. Заповнювачі для бетону: [Підручник]./ Кривенко Е.В., Пушкарьова К.К., Кочевих М.О. –К.: ФАДА ЛТД, 2001. – 399 с.

5. Комиссаренко Б.С. Керамзитобетон для эффективных ограждающих конструкций [Текст] /Б.С. Комиссаренко. А.Г.Чикноворьян.//- Самара: СамГАСА. 2003. – 134с.

6. Симонов М.З. Основы технологии легких бетонов. [Текст] / М.З.Симонов// – М.: Стройиздат, 1993. – 581с.

7. Шишкин А.А. Поризованные бетоны для ремонта строительных конструкций: Монография [Текст]. / А.А. Шишкин, Ю.И. Чабан – Кривой Рог: «Минерал», 2005. – 160с.

УДК 624.012.25

**ЗЧЕПЛЕННЯ ВАЖКОГО БЕТОНУ З КОМПОЗИТНОЮ  
СКЛОПЛАСТИКОВОЮ АРМАТУРОЮ ПОКРИТОЮ  
ВОДОВІДШТОВХУВАЛЬНОЮ КОМПОЗИЦІЄЮ «СИЛОЛ®»**

**ADHESION OF HEAVY CONCRETE WITH COMPOSITE  
FIBERGLASS ARMATURE COVERED WITH WATER-  
REPELLENT COMPOSITION "SILOL®"**

**Чапюк О.С., к.т.н, доц., Олех В.В., асп. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк), Орешкін Д.О., генеральний директор (ТОВ Технологічна Група «ЕКІПАЖ», м. Харків)**

**Chapiuk O, Ph.D., Assoc. Olech V, PhD student., (Lutsk National Technical University, Lutsk), Oreshkin D, CEO ("EKIPAGE" LLS, Kharkov)**

Проведено детальний аналіз впливу водовідштовхувальної композиції «СИЛОЛ®» на зчеплення склопластикової арматури з бетоном класу С12/15 залежно від кількості покриття стержнів. Встановлено, що кожен шар значно збільшує зчеплення композитної арматури з бетоном.

A detailed analysis is carried out or affects the adhesion of the reinforcing rod with the concrete prism depending on the coating of the water-repellent composition SILOL®. The experimental results clutch composite fiberglass reinforcement of heavy concrete class C12 / 15.

Coating this material composite fiberglass reinforcement significantly increases its adhesion with the concrete. Specimens with embedment length of 10 d ( $l_{an}=160$  mm), which rods were coated with single-layer material SILOL® was 12.8% stronger, and with double-layer covering of 35.9% compared to samples in which the valve is not covered.

**Ключова слова:** композитна склопластиково арматура, зчеплення, важкий бетон, клас бетону С12/15, «СИЛОЛ®», водовідштовхувальна композиція, призмий метод, бетонна призма, поперечний переріз.

Key words: FRP-rebars, heavy concrete, concrete class C12/15, SILOL®, water repellent composition, prism method, couplings, concrete prism, cross-section

Для широкого застосування композитної арматури в будівництві необхідні цілеспрямовані експериментальні дослідження як міцності, жорсткості, тріщиностійкості і довговічності самих стержнів, так і спільної роботи з бетоном. В роботі досліджено вплив матеріалу «СІЛОЛ®» на довговічність стержнів та зчеплення з бетоном.

Для більш детального дослідження були виготовлені зразки з скловолокнистою композитною арматурою ЕКІВАР® діаметром номінальним 16 мм класу АКС 800 ТУ У В.2.7-25.2-21191464-024:2011, покритою одним чи двома шарами матеріалу «СІЛОЛ®» (рис. 1).



Рис. 1. Композитна склопластикова арматура діаметром 16 мм:  
о – не покрита композицією «СІЛОЛ®»;  
- – покрита в 1 шар композицією «СІЛОЛ®»  
х – покрита в 2 шари композицією «СІЛОЛ®»

«СІЛОЛ®» - рідка силосанова композиція, яка використовується для нанесення на поверхню дорожньо-будівельних конструкцій, просочення пористих матеріалів (бетон, залізобетон, композитна склопластикова арматура, цегла та ін.) з метою надання їм водовідштовхувальних властивостей і зниження водопоглинання. В результаті обробки вони набувають високу стійкість до дії води і розчинів солей, морозу і атмосферостійкість, довговічність. Витрата при дворазовому нанесенні: 200-250 мл / м<sup>2</sup>, в залежності від пористості матеріалу і бажаної глибини

просочення. Розчин не утворює поверхневого покриття, проникає на глибину 2 - 10 мм і перетворюється в еластичну смолу, яка надає водовідштовхувальні (гідрофобні) властивості пористих матеріалів.

Для дослідження обраний бетон класу С12/15, механічні характеристики якого були визначені шляхом випробовування бетонних кубів з розміром ребер 15см і призм з поперечним перерізом 15×15 см, висотою 60см, які виготовлялися одночасно з виготовленням основних зразків. Характеристики бетону класу С12/15: кубикова міцність у віці 28 діб –  $f_c = 19,19$  МПа; призмova міцність у віці 56 діб –  $f_{cd} = 14,37$  МПа.

Для осліdження впливу матеріалу «СІЛОЛ®» на зчеплення бетону з склопластиковою арматурою, покритою цим розчином, були виготовлені зразки у вигляді бетонних призм квадратного перерізу зі стороною 150 мм та 250 мм. Висота призм обиралась залежно від довжини анкерування стержнів і становила  $5d$ ,  $10d$  та  $15d$  ( $d$  – діаметр стержнів, в даному випадку  $d=16$ мм). Матеріалом «СІЛОЛ®» було покрито поверхню композитної склопластикової арматури суцільним рівномірним шаром. Час висихання при температурі +20°C складає 120 хвилин. (рис. 2, а).

Арматурні стержні розташовувались в бетонних призмах таким чином, щоб їхні поздовжні осі співпадали. Виступаючі частини стержнів повинні були дозволяти з одного боку закріплюватись в захваті преса, а з другого (вільного) - вимірювати його переміщення відносно торця призм [1].

Досліdження зчеплення композитної арматури з бетоном були виконані шляхом висмикування стержня з бетонної призми в розривній гідравлічній машині [2]. Навантаження прикладалось до стержня ступенями в 1,0 кН. Під час навантажень вимірювали переміщення вільного кінця стержня відносно торця призми індикатором годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм (рис. 2, б).

Для того, щоб уникнути пошкодження поверхні арматури в захваті преса, на вільний кінець стержня було приклеєно металеву трубку, яка скріплювалась зі стержнем за допомогою двохкомпонентної епоксидної смоли, та кварцового піску у співвідношенні 1:1 (рис. 3).



Рис. 2. Дослідні зразки – бетонні призми: а – загальний вигляд бетонних призм першої серії 12шт; б – загальний вигляд випробування бетонних призм



Рис. 3. Захист арматурного стержня від пошкодження в захваті преса

Дослідні зразки позначалися залежно від кількості покриття стержнів матеріалом «СІЛОЛ®» 1П-8/16-0, 1П-8/16-1, 1П-8/16-2 (число перед буквою „П” (призма) означає номер серії, друге число – довжина анкерування в мм ( $5d$ ,  $10d$ ,  $15d$ , де  $d$  – діаметр арматури, в даному дослідженні  $d=16$  мм), третє – діаметр арматури в мм), четверте – кількість шарів покриття стержнів матеріалом «СІЛОЛ®» (0-не покриті; 1 – один шар; 2 – два шари). Бетонні призми розмірами поперечного перерізу  $150 \times 150$  мм класу бетону С12/15. Граничне значення  $\delta_u = 0,2$  мм (рис. 4) було досягнуто при напруженнях в стержнях  $f_{yd} = 39,0$  МПа (1П-8/16-0); 46,3 МПа (1П-8/16-1) і 51,2 МПа (1П-8/16-2).



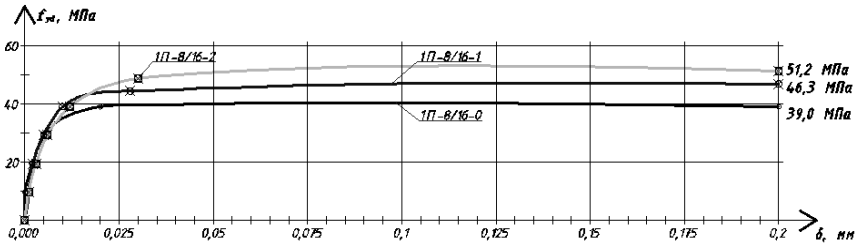


Рис. 4. Зміна проковзування  $\delta$  стержнів залежно від напруження  $f_{yd}$  (поперечного перерізу 150x150 мм, клас бетону С12/15): ○ – призми 1P-8/16-0; ⊗ – 1P-8/16-1; ⊠ – 1P-8/16-2;

Руйнування зразків з довжиною анкерування  $10d$  ( $l_{an} = 160$  мм, поперечного перерізу 150x150 мм, клас бетону С12/15) відбулося при напруженнях (рис. 5) в стержнях відповідно  $f_{yd} = 170,7$  МПа (1P-16/16-0); 175,6 МПа (1P-16/16-1) і 192,6 МПа (1P-16/16-2).

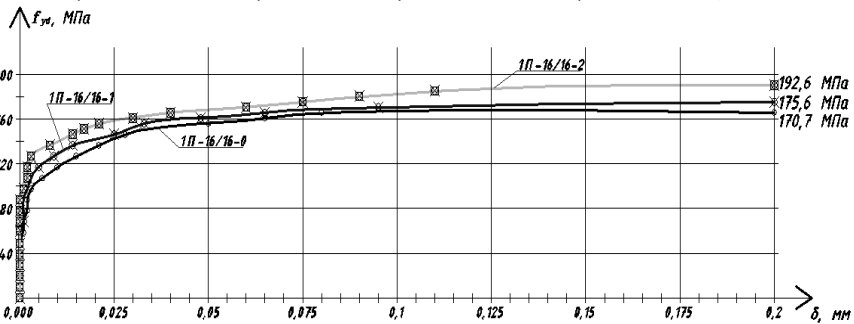


Рис. 5. Зміна проковзування  $\delta$  стержнів залежно від напруження  $f_{yd}$  (поперечного перерізу 150x150 мм, клас бетону С12/15): ○ – призми 1P-16/16-0; ⊗ – 1P-16/16-1; ⊠ – 1P-16/16-2;

Прокковзування вільного кінця стержнів на  $\delta_u = 0,2$  мм відносно бетону у зразках (рис. 6) з довжиною анкерування  $15d$  ( $l_{an} = 240$  мм, поперечного перерізу 150x150 мм, клас бетону С12/15), було досягнуто при напруженнях в стержнях відповідно  $f_{yd} = 292,6$  МПа (1P-24/16-0); 360,9 МПа (1P-24/16-1) і 375,5 МПа (1P-24/16-2).

Для дослідження впливу розмірів бетонної оболонки на величину руйнівного зусилля витягання (висмикування) арматурного стержня з бетону були виготовлені зразки з поперечним перерізом бетонних призм (рис. 7) 250x250 мм з довжиною анкерування  $10d$  ( $l_{an} = 160$  мм, клас бетону С12/15).

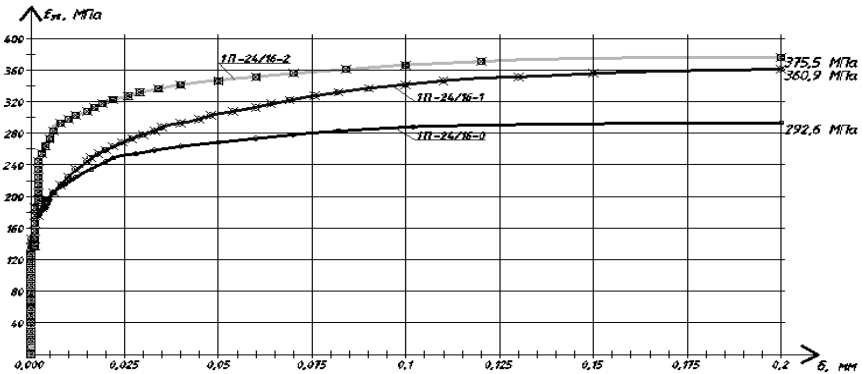


Рис. 6. Зміна проковзування  $\delta$  стержнів залежно від напруження  $f_{yd}$  (поперечного перерізу 150x150 мм, клас бетону С12/15): ○ – призми 1П-24/16-0; ☒ – 1П-24/16-1; ☒ – 1П-24/16-2;

Руйнування зразків відбулося при значно більших напруженнях в стержнях ніж в аналогічних зразках з поперечним перерізом бетонних призм 150x150 мм. Проковзування вільного кінця стержнів на  $\delta_u = 0,2$  мм відносно бетону у зразках 1П-16/16-0 було досягнуто при напруженнях  $f_{yd} = 190,2$  МПа; 1П-16/16-1 при  $f_{yd} = 214,6$  МПа і 258,5 МПа в зразках 1П-16/16-2

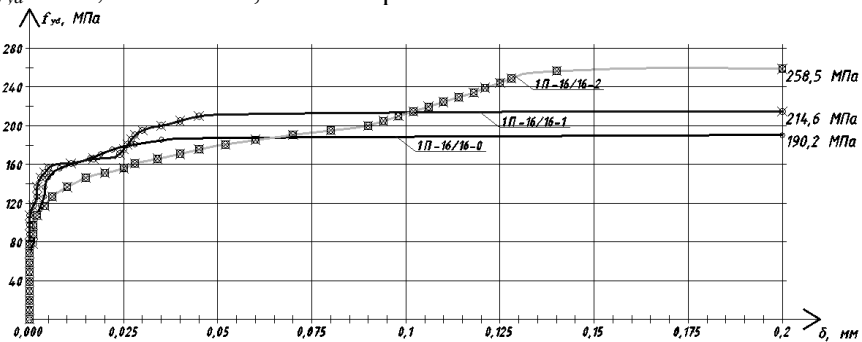


Рис. 7. Зміна проковзування  $\delta$  стержнів залежно від напруження  $f_{yd}$  (поперечного перерізу 250x250 мм, клас бетону С12/15): ○ – призми 1П-16/16-0; ☒ – 1П-16/16-1; ☒ – 1П-16/16-2;

Отже, кількість шарів покриття композитної склопластикової арматури матеріалом «СІЛОЛ®», збільшення довжини анкерування та розмірів поперечного перерізу бетонних призм збільшують граничне напруження зчеплення стержнів з бетоном.

За результатами випробувань для кожної групи зразків обчислювалися значення максимальних дотичних напружень зчеплення  $\tau_u$ , приймаючи їх постійними по довжині стержня, за формулою:

$$\tau_u = f_{yd} A_s / (\pi d l_{an}), \quad (1)$$

де  $f_{yd}$  – напруження в стержнях при  $\delta_u = 0,2$  мм;  
 $A_s, d$  – відповідно площа та діаметр стержнів;  
 $l_{an}$  – довжина анкерування стержнів в бетоні.

Максимальні дотичні напруження зчеплення (таблиця 1)  $\tau_u$  у зразках з довжиною анкерування  $l_{an} = 80$  мм, поперечним перерізом 150x150 мм, класом бетону С12/15 склали для: 1П-8/16-0  $\tau_u = 1,95$  МПа, 1П-8/16-1  $\tau_u = 2,32$  МПа та  $\tau_u = 2,56$  МПа для 1П-8/16-2. Різниця між значеннями дотичних напружень зчеплення зразків непокритих «СІЛОЛ®» та одноразово покритими складає 18,5%, а при непокритому та дворазовому покритті 31,3%.

У зразках довжиною анкерування  $l_{an} = 160$  мм, поперечним перерізом 150x150 мм, класом бетону С12/15 граничні дотичні напруження склали для: 1П-16/16-0  $\tau_u = 4,27$  МПа, 1П-16/16-1  $\tau_u = 4,39$  МПа та  $\tau_u = 4,82$  МПа – 1П-16/16-2. Різниця між значеннями дотичних напружень зразків непокритих «СІЛОЛ®» та одноразово покритими складає 2,8%, а при непокритому та дворазовому покритті 12,9%.

Зразки з довжиною анкерування  $l_{an} = 240$  мм, поперечним перерізом 150x150 мм, класом бетону С12/15 показали дещо інші значення дотичних напружень: для 1П-24/16-0  $\tau_u = 4,88$  МПа, 1П-24/16-1  $\tau_u = 6,02$  МПа та  $\tau_u = 6,26$  МПа 1П-24/16-2. Різниця між значеннями дотичних напружень зразків непокритих «СІЛОЛ®» та одноразово покритими складає 23,4%, а при непокритому та дворазовому покритті 28,3%.

У зразках з довжиною анкерування  $l_{an} = 160$  мм, поперечним перерізом 250x250 мм, класом бетону С12/15 склали для: 1П-16/16-0  $\tau_u = 4,76$  МПа, 1П-16/16-1  $\tau_u = 5,37$  МПа та  $\tau_u = 6,46$  МПа для 1П-16/16-2. Різниця між значеннями дотичних напружень зразків непокритих «СІЛОЛ®» та одноразово покритими складає 12,8%, а при непокритому та дворазовому покритті 35,7%.

При порівнянні значень дотичних напружень у дослідних зразках простежується закономірність, що зі збільшенням площі поперечного перерізу бетонних призми від 150x150 мм до 250x250 мм класу бетону С12/15 дотичні напруження в зразках теж збільшуються.

При поперечному перерізі 250x250 мм дотичні напруження в середньому на 22,6% більші від дотичних напружень, що виникли у дослідних зразках з поперечним перерізом 150x150мм.

Таблиця 1

Максимальні дотичні напруження зчеплення зразків

Довжина анкерування	Кількість шарів матеріалом «СІЛОЛ®»	Максимальні дотичні напруження зразків 150x150 мм	Максимальні дотичні напруження п/п зразків 250x250 мм
5d (80мм)	0	1,95	
	1	2,32	
	2	2,56	
10d (160мм)	0	4,27	4,78
	1	4,39	5,37
	2	4,87	6,48
15d (240мм)	0	4,88	
	1	6,01	
	2	6,28	

1. Покриття матеріалом «СІЛОЛ®» композитної склопластикової арматури значно збільшує зчеплення її з бетоном. Зразки з довжиною анкерування  $10 d$  ( $l_{an}=160$  мм), у яких стержні були покриті матеріалом «СІЛОЛ®» виявились на 12,8% міцніші, а при дворазовому покритті на 35,9% порівняно зі зразками, в яких арматура не покрита.

2. Збільшення довжини анкерування вдвічі з  $5d$  до  $10d$  призводить до збільшення дотичних напружень зчеплення в 2 рази, а при збільшенні довжини анкерування втричі з  $5d$  до  $15d$  в 2,55 рази.

3. Експериментально доведено, що збільшення поперечного перерізу бетонних призм призводить до збільшення граничних напружень зчеплення і складає для зразків з розмірами бетонних призм 150x150 мм та 250x250 мм 11,5%, при одноразовому покритті матеріалом «СІЛОЛ®» 22,3%, а при дворазовому покритті 34%.

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

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

УДК 69.057:658.152

**ПОЛІПШЕННЯ СТАНУ «СТІЙКОСТІ ЩОДО ЗСУВУ»  
ТЕРИТОРІЙ РІЧКОВОГО ТА МОРСЬКОГО УЗБЕРЕЖЖЯ В  
ПРОЕКТАХ БІОСФЕРОСУМІСНОГО БУДІВНИЦТВА**

**IMPROVING THE STATE OF "STABILITY AS THE SHIFT" OF  
THE TERRITORIES OF THE RIVER AND SEA COAST IN  
PROJECTS OF BIOSPHERE-COMPATIBLE CONSTRUCTION**

**Чернишев Д.О., к.т.н., доц. (КНУБА, м. Київ)**

**Chernyshov D.O., Ph.D., senior lecturer (Kyiv National University of  
Construction and Architecture, Kyiv)**

Статтю присвячено обґрунтуванню змісту та регламенту організаційно-технологічних заходів забезпечення біосферосумісного будівництва та екологічно-інженерного захисту територій морського та річкового узбережжя при їх забудові, з врахуванням особливостей механічних, гідродинамічних та сейсмічних властивостей ґрунтів.

The article is devoted to the substantiation of the content and regulation of organizational and technological measures to ensure biosferous construction and ecological and engineering protection of marine and river coastal areas during their development, taking into account the peculiarities of mechanical, hydrodynamic and seismic properties of soils. the method of modeling the stress-deformed state of the system "soil massive-holding engineering structures" under the influence of geodynamic loads is proposed and implemented, which allows taking into account the change in the parameters of organizational and technological reliability of construction in the local zones of the territories of the sea and river coasts. Methodical and applied recommendations for organization of effective mechanism of counteraction to destruction of landslide areas are given.

Ключові слова: біосферосумісне будівництво, зсувонебезпечність території, організаційно-технологічна надійність

Keywords: biosfere-compatible construction, landslide danger, organizational and technological reliability

Донедавна основним завданням будівництва було створення штучного середовища, що забезпечує умови життєдіяльності людини. Навколишнє середовище розглядалася лише з точки зору необхідності захисту від її негативних впливів на створюване штучне середовище. Захист берегів від розмиву і, пов'язаного з ним, зсувного руйнування берегових територій – найгостріша соціально-економічна та екологічна проблема, що стримує освоєння рекреаційних та інших ресурсів прибережної смуги України.

Основними причинами недосконалості діяльності в галузі захисту морського узбережжя є: недостатня вивченість природних берегоформуючих процесів та недосконалість засобів спостереження за ними; здійснення робіт щодо захисту морського узбережжя без достатнього наукового обґрунтування; недостатнє врахування закономірностей природних процесів у прибережній смузі моря при формуванні складу проектних рішень; некомплексність ведення робіт та незавершеність формування берегозахисних та берегорегулюючих споруд у локальні комплекси, що повністю охоплюють берегові природні системи, в яких існує високий рівень взаємозв'язків природних процесів, що не забезпечувало їх проектну ефективність.

Для укріплення берегової лінії необхідно виконати розрахунки, згідно яких розроблено ряд заходів по укріпленню пляжної зони. Так як в теперішній час надзвичайно актуальним є збереження природних ресурсів та екологічність технологій що використовуються в будівництві, матеріалом для цього виду робіт було обрано габійні конструкції різних типів. А саме – габіони коробчастого типу, та габійні матраси типу «Рено» (див рис.1)

Габійні матраци – це об'ємні габійні конструкції з сітки подвійного кручення. Вони мають невелику висоту і велику площу покриття, вони так само, як і коробчасті габіони діафрагмами діляться на секції з інтервалом 1 м по довжині а кромки панелей підсилені дротом більшого діаметру.

В умовах влаштування захисту слабкої нестабільної основи ця властивість є надзвичайно важливою. Також, укріплення виконується в пляжній зоні, де важливим є збереження ландшафту та рослинності, що притаманна саме цій місцевості. Габіони пропускають крізь себе воду та осадки не руйнуючи цілісність та є природними будівельними блоками що не перешкоджають росту рослинності трав'яного покриву, що робить їх натуральними та

екологічними спорудами. З часом простір між камінням заповнюється пилом, мулом та брудом, що сприяє розвитку рослин, тому зливаючись з природним середовищем габіони перетворюються на частину природного ландшафту. Крім того, акумуляція частинок ґрунту сприяє збільшенню міцнісних властивостей споруди, що виконує роль в'язучого.



Рис.1 Схема габіонного матрацу типу «Рено»

Для аналізу та розрахунку схилу був використаний метод скінченних елементів (МСЕ), який в теперішній час визнаний як загальний метод вирішення широкого кола задач. Він реалізований у великій кількості розрахункових програм, якими користуються як науковці так і інженери в повсякденному житті для вирішення конкретних задач [1-4]. Суть МСЕ полягає в апроксимації суцільного середовища з нескінченно великим числом ступенів вільності сукупністю підобластей, що мають скінченне число ступенів вільності. Між цими елементами встановлюється взаємозв'язок. Для задач, що використані для моделювання ґрунтового масиву використані співвідношення у формі

перемішень. У межах кожного елемента задаються функції, так звані функції форми, які визначають переміщення у внутрішній області елемента по переміщенням у вузлах. Невідомими МСЕ є можливі і незалежні переміщення у вузлах скінченно-елементної моделі.

Основним підходом цього методу є припущення, що шуканий параметр досліджуваного фізичного явища представляється в формі деякої глобальної функції  $u(x, y, z)$ , що розповсюджена по всьому об'єму неперервної ділянки середовища або деякої області  $\Xi$ . Така функція відтворюється частинами в кожному окремому фрагменті ділянки  $\Xi$ . Крім того, для рішення задачі, ділянку досліджень необхідно попередньо розбити на елементарні ділянки (фрагменти) з врахуванням наступних критеріїв: геометрія досліджуваної ділянки, особливостей фізичного процесу, що протікає та критерію точності шуканого результату. Елементарні фрагменти, в межах яких і здійснюється локальний пошук шуканої функції з допомогою функцій форм, називають скінченними елементами. Функції форм будуються на основі інтерполяційних поліномів, що використовуються для пошуку значень шуканої функції в обраних точках досліджуваної ділянки.

В результаті аналізу розрахункових комплексів, для проведення розрахунків був прийнятий програмний комплекс «Plaxis». Оскільки розрахунки проводились з врахуванням конструктивної та фізичної нелінійності, було прийнято спрощення розрахункової схеми до плоскої постановки. В свою чергу таке спрощення, хоч і дозволяє отримати коректні результати в межах досліджуваної ділянки, проте вимагає обережного підходу до вибору жорсткісних параметрів захисних конструкцій, оскільки моделювання відбувається в межах ділянки, що має розмір в напрямку осі  $Y$  1.0 м. Таким чином розрахунковий комплекс сприймає жорсткість окремих елементів захисних конструкцій, наприклад ґрунтових анкерів чи елементів огороження, як суцільну конструкції, без врахування відстані в плані між ними.

Враховуючи все вище сказане жорсткість кожного ряду ґрунтових анкерів та залізобетонних елементів огороження – збірних залізобетонних плит по Серії 3.505.1-15 були приведені до жорсткості суцільних конструкцій круглого та прямокутного перерізу з постійною приведеною шириною  $b^*$  чи діаметром  $r^*$ .



Приведена на 1 п.м. захисної конструкції площа поперечного перерізу ґрунтового анкеру чи плит огороження складає:

$$S' = S / k, \quad (1)$$

де:  $S$  – площа одного конструктивного елементу,  $k$  – крок елементів в ряду.

Приведений модуль деформації елементу конструкцій складає:

$$E' = \frac{E \cdot \pi \cdot a}{\sqrt{12 \cdot k}}. \quad (2)$$

Тут:  $E$  – модуль деформації бетону,  $a$  – поперечний розмір елементу захисної конструкції. Остаточні параметри жорсткості на згин та осьовий стиск, необхідні для розрахунку, складатимуть:

$$EI = \frac{E' \cdot a'^3}{12} \quad (3)$$

$$ES = E' \cdot a' \cdot 1 \quad (4)$$

Значення отримані у виразах (3) та (4) використовуються в якості жорсткісних характеристик самої конструкції, тому суттєвим чином впливають на загальне переміщення елементів розрахункової схеми (конструкції).

Система передбачає можливість виокремлення окремих інженерно – геологічних елементів (ІГЕ) за даними інженерно-геологічних вишукувань майданчика. Ця система орієнтована на автоматичне визначення змінного модуля пружності на кожній стадії зведення. У відповідності з цією моделлю по всьому масиву визначаються значення нормальних та дотичних напружень.

За допомогою цього розрахункового комплексу реалізовано розрахунок стійкості схилу при зміні характеристик окремих шарів ґрунту, у зв'язку з накопиченням вологи, що призводить до зміни міцнісних та деформативних характеристик ґрунту.

Розрахунки стійкості схилу проводились у 7 етапів (рис. 2).

Подібний розрахунок можливий завдяки реалізованому поетапному навантаженню чи розвантаженню, монтажу та демонтажу елементів схеми. Тобто реалізоване моделювання нелінійних навантажень.

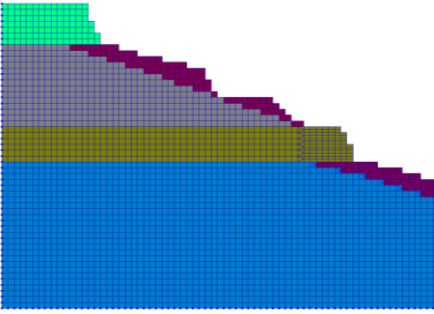
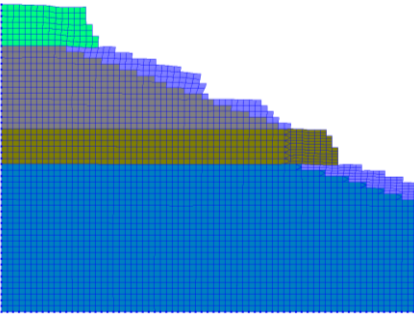
В постановці були змодельовані наступні етапи:

Перший етап це - моделювання СЕМ схилу, та визначення напружено-деформованого стану ґрунтового масиву.

На 2-ому та 3-ьому етапах змодельоване поступове погіршення фізико-механічних характеристик внаслідок впливу підвищення рівня ґрунтових вод. Перед початком цього етапу необхідно обнулити переміщення визначені на попередньому етапі.

Потім на протязі 4 – 6 етапів відбувається встановлення габіонних матраців.

На 7-ьомому етапі встановлюються габіони на рівні ПГЕ-3 з метою припинення подальшого руйнування вапняку.

<p>Етап 1</p> <p><i>Ґрунтовий масив</i></p> 	<p>Етап 2-3</p> <p><i>Зміна характеристик ґрунту через зміну гідрогеологічного режиму</i></p> 
<p>Етап 4-6</p> <p><i>Встановлення габіонних матраців</i></p>	<p>Етап 7</p> <p><i>Встановлення коробчастих габіонів</i></p>

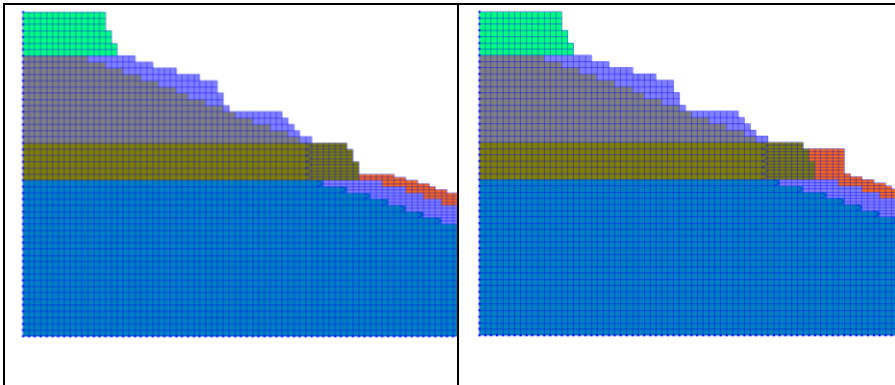


Рис. 2 Етапи розрахунку стійкості схилу

Габіонні матраци, використані для закріплення берегової лінії так як через свої властивості можуть бути встановлені під водою, що зменшує руйнування берегових виступів під дією штормових хвиль. Через особливості конструкції габіонні матраци можуть витримати значні деформуючі навантаження без розриву.

Таким чином, укріплення берегової зони розроблене з врахуванням властивостей такого типу відкосів, а саме - берегові відкоси можна умовно поділити на три частини – підводна зона, зона змінного режиму та незатоплювана зона. Наявність цих зон зумовлює використання різних матеріалів та методів укріплення узбережжя.

Морське узбережжя Чорного і Азовського морів займає значну частину південного кордону України. Воно охоплює п'ять адміністративних одиниць - Донецьку, Запорізьку, Херсонську, Миколаївську та Одеську області, а також Автономну Республіку Крим. Загальна довжина берегової лінії перевищує 3000 км. Окрім цього значну частину території займають береги штучних морів Київського, Канівського, Кременчуцького, Дніпродзержинського, Каховського водосховищ.

Аналіз вітчизняних [5-7] та закордонних літературних джерел [8-9] показує, що на сучасному етапі розвитку науки і техніки недостатньо мати лише кількісну оцінку процесу деформування напружено-деформованого стану ґрунтового масиву, а треба ще мати якісний прогноз розвитку небезпечних геодинамічних процесів. Крім цього, особливу увагу приділяється застосуванню

екологічних систем інженерного захисту прибережних територій шляхом використання конструкцій та превентивних заходів із забезпечення стабільності узбережжя.

У розв'язанні цих питань велике значення мають сучасні теоретичні розробки з регулювання берегових процесів, моделювання напружено-деформованого стану морського узбережжя, застосуванню енергоефективного інженерного захисту та ін.

1. Августи Г., Баратта А., Кашиати Ф. Вероятностные методы в строительном проектировании. – М.: Стройиздат, 1988. – 584 с. 49

2. Адлер Ю. П. Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий / Ю. П. Адлер, Е. В. Маркова, Ю. В. Грановский. М. : Наука, 1976. – 280 с. 44

3. Баладинский В.Л. и др. Механизация земляных работ. – К.: Укрвузполиграф, 1992. – 180 с. 88

4. Барлоу Р. Математическая теория надежности / Р. Барлоу, Ф. Прошан. – М.: Сов. радио, 1962. – 312 с. 10

5. Баженов В.А., Дехтярюк Є.С. Ворона Ю.В. Динаміка споруд. – К.: ПАТ Віпол, 2012. – 342 с. 52

6. Баженов В.А., Дехтярюк Є.С. Імовірнісні методи розрахунку конструкцій. Випадкові коливання пружних систем. – К.: КНУБА, 2005. – 420 с. 50

7. Баженов В.А., Лук'яненко О.О., Костіна О.В. , Геращенко О.В. Вплив навантаження на частоти власних коливань складної оболонкової конструкції// Опір матеріалів та теорія споруд. К.: КНУБА, 2013. – Вип.91. – С.49-58. 54.

8. Бережный А. Ю. Зависимость комплексного показателя экологической нагрузки от организационно-технологических решений при оценке воздействия строительства на окружающую среду : автореф. дисс. на соиск. науч. степени канд. техн. наук : спец. 05.23.19 «Экологическая безопасность строительства и городского хозяйства» / А. Ю Бережный. – М., 2012. – 22 с. 59

9. Болотин В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. М. : Стройиздат, 1982. –351 с.

УДК 539.3

**УТОЧНЕНИЙ РОЗРАХУНОК ПІДСИЛЕНИХ БАЛОК  
МЕТОДОМ ПРИВЕДЕНИХ ПЕРЕРІЗІВ**

**Повідомлення 2. Уточнений розрахунок пакету балок  
за неklasичною моделлю коротких балок**

**REFINED CALCULATION OF REINFORCED BEAMS  
BY THE METHOD OF CONDITIONAL CROSS SECTIONS**

**Message 2. Refined calculation of the package of beams  
for a non-classical model of short beams**

**Шваб'юк В.І., д.т.н., проф., Ротко В.О., магістр, Ротко С. В., к.т.н.,  
доц. (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк)**

**Shvabyuk V.I., Doctor of Engineering, Professor, Rotko V.O., master,  
Rotko S.V., Ph.D. in Engineering, Associate Professor (Lutsk National  
Technical University, Lutsk)**

Досліджується можливість застосування уточненого розрахунку жорсткого з'єднання підсиленних балок методом приведених поперечних перерізів за допомогою рівнянь неklasичної теорії згину коротких балок. Уточнено числовий розрахунок дерев'яного прогону, підсиленого металевою смугою. Показано, що допустиме навантаження на таку балку можна збільшити в 1,77 рази, із одночасним збільшенням її жорсткості в 1,58 рази.

In the first report on the calculation of a package of beams or strips, made from different materials and rigidly interconnected, the method of reduced sections was applied. The calculation was based on the hypothesis of the classical theory of beams, which greatly reduces its accuracy.

In this paper, the possibility of applying the refined calculation of the reinforced beams rigid conjunction by the combined cross sections method is studied using the nonclassical theory equations of short beams bending. A numerical calculation's example of a wooden stringer reinforced by a metal strip is given. It is shown that the permissible load on such beam can be increased by 1,77 times, with a simultaneous increase in its firmness by 1,58 times.

Ключові слова: короткі балки, неklasична теорія згину, метод приведених поперечних перерізів, уточнений розрахунок пакету балок.

Keywords: short beams, non-classical theory of bending, method of conditional cross-sections, refined calculation of the package of beams.

У першому повідомленні про розрахунок пакету балок або смуг, виготовлених із різних матеріалів і жорстко з'єднаних між собою, було застосовано метод приведених перерізів [3].

За допомогою цього методу розраховано напружено-деформований стан дерев'яної балки, жорстко підсиленої тонкою металевою смугою і таким чином значно підвищено допустиме навантаження на дану конструкцію. Разом із тим, цей розрахунок проводився на базі гіпотез класичної теорії балок, що значно знижує його точність[1]. Тому, для розрахунку даної конструкції буде використана уточнена теорія згину трансропних балок середньої товщини, що враховує деформації поперечного зсуву та обтиснення [2,4].

Згідно з гіпотезами уточненої теорії згину трансропних балок вирази для напружень  $\sigma_x^i$ ,  $\sigma_y^i$  та переміщень  $U^i(x, y_i)$ ,  $W^i(x, y_i)$  у довільному елементі пакету (рис.1) мають вигляд [2,4]:

$$\begin{aligned} \sigma_x^i &= \frac{N_x^i}{2h_i} + \frac{M_x^i}{I_i} y_i + \frac{y_i \alpha^2}{3I_i} (y_i^2 - 0,6h_i^2) \left( q_2^i - 0,5q_2'' h_i^2 \frac{G'}{E'} \right); \\ \sigma_y^i &= q_1^i + \frac{1}{4} \left( 3 \frac{y_i}{h_i} - \frac{y_i^3}{h_i^3} \right) \cdot q_2^i; \end{aligned} \quad (1)$$

$$U^i(x, y_i) = u^i(x) + y_i \gamma_x^i - \frac{5\varepsilon_2}{3h_i^2} \left( \frac{dw_\tau}{dx} + \frac{3h_i}{8E'} \frac{dq_2^i}{dx} \right) (y_i^2 - 0,6h_i^2) y_i;$$

$$W^i(x, y_i) = w^i(x) + \left( q_1^i - \frac{\nu' N_x^i}{2h_i} \right) \cdot \frac{y_i}{E'} + \nu'' \frac{d^2 w^i}{dx^2} \cdot \frac{y_i^2}{2} + \frac{B(y_i) q_2^i}{8E' h_i},$$

$$\text{де } \gamma_x^i = (1 - \varepsilon_2) \frac{dw_\tau^i}{dx} - \frac{d\tilde{w}^i}{dx}; B(y) = y_i^2 (6A_2 - A_3 \frac{y_i^2}{h_i^2});$$

$$I_i = \frac{2}{3} h_i^3, q_1^i = \frac{1}{2} (q_i^+ - q_i^-), q_2^i = (q_i^+ + q_i^-); \alpha^2 = \frac{E}{2G'} - \nu'';$$

$$\alpha_0 = 0,5(1 - \nu' \cdot \nu''), A_2 = \alpha_0 + \frac{A'E'}{2G'}; A_3 = A_2 - 0,5\nu'\nu'';$$

$$K_i' = 4G'h_i/3; \varepsilon_1 = 0,1(4E/G' - 3\nu''); \varepsilon_2 = 0,2(1 - \nu'E'/G');$$

$$M_x^i = \int_{-h_i}^{h_i} y \sigma_x^i dy = -EI_i \frac{d^2 \tilde{w}}{dx^2} - \varepsilon_1 h_i^2 q_2^i, Q_x^i = K_i' \frac{dw_\tau^i}{dx},$$

$$N_x^i = \int_{-h_i}^{h_i} \sigma_x^i dy = 2Eh_i \frac{du^i}{dx} + 2h_i \nu'' q_1^i - \text{згинальний момент,}$$

поперечна та поздовжня сили у брусі;  $u^i, w^i$  — відповідно тангенціальне та вертикальне переміщення середньої лінії елемента пакету у напрямку осей  $x$  та  $y$ ;  $E, G, E', G'$  — модулі пружності та коефіцієнт Пуассона матеріалу балки у поздовжньому та поперечному (зі штрихами) напрямках;  $q^+ = 0$ ;  $q^- = q$  — розподілене зовнішнє навантаження, прикладене до верхньої грані пакету балок;  $w_\tau^i$  — зсувна складова вертикального переміщення середньої лінії відповідного бруса.

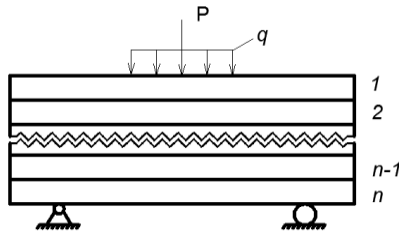


Рис. 1. Схема навантаження пакету балок

Початок системи координат розміщується посередині верхнього бруса на його середній лінії, де вісь  $y$  - ів напрямлена вниз.

Розрахункові диференціальні рівняння відносно переміщень  $u^i(x)$ ,  $w^i(x)$  та  $w_\tau^i(x)$  мають вигляд [2,4]:

$$\begin{aligned} \frac{d^2 u^i}{dx^2} &= -\frac{v'}{E'} \frac{dq_1^i}{dx}; & K_i' \frac{dw_\tau^i}{dx^2} &= -q_2^i; \\ \frac{d^4 w^i}{dx^4} &= \frac{q_2^i}{EI_i} - \frac{\varepsilon_1 h_i^2}{EI_i} \cdot \frac{d^2 q_2^i}{dx^2} - \frac{\varepsilon_2 h_i^4}{4E'I_i} \frac{d^4 q_2^i}{dx^4}. \end{aligned} \quad (2)$$

Розв'язок системи диференціальних рівнянь (2), який визначає остаточний вигляд формул для переміщень і напружень кожної точки системи елементів пакету, повинен задовольняти трьом граничним умовам на кожному з їх країв. Якщо ці краї  $x = \pm l$  оперті, то такі умови мають вигляд:

$$N_x^i = 0; \quad M_x^i = 0; \quad w^i = 0. \quad (3)$$

Для випадку розподілених по поверхні брусів сталих нормальних навантажень  $q_i^\pm = const$  рівняння (2), гранично спрощуються — зникають похідні від розподіленого навантаження. Із одержаних таким чином рівнянь рівноваги випливає, що за сталого навантаження ортотропія матеріалу на базову систему диференціальних рівнянь не впливає і вони відповідають (за винятком другого рівняння (2), де потрібно покласти  $w_\tau^i \equiv 0$ ) класичній теорії тонких стрижнів Бернуллі-Ейлера, яка не враховує деформацій поперечного зсуву та обтиснення.

Розв'язок рівняння (2), за граничних умов (3), дозволяє записати узагальнений вираз для нормальних напружень у довільному елементі пакету —

$$\sigma_x^i = \frac{q_2^i y_i}{2I_i} [(l^2 - x^2) + \alpha^2 (\frac{2}{3} y_i^2 - \frac{2}{5} h_i^2)]. \quad (4)$$

Друга складова цієї формули враховує вплив деформацій поперечного зсуву та обтиснення. Величина цього впливу досліджена в роботах [2,3,5].

У попередньому повідомленні розраховувався дерев'яний прогін перерізом  $12 \times 20$  см, жорстко підсилений металевою смугою товщиною  $t = 5$  мм, що вільно обпирається на опори (рис.2), відстань між якими  $2l = 2$  м. Модулі пружності цих матеріалів відповідно дорівнюють:  $E_1 = 1,05 \times 10^4$  МПа та  $E_2 = 2,1 \times 10^5$  МПа.



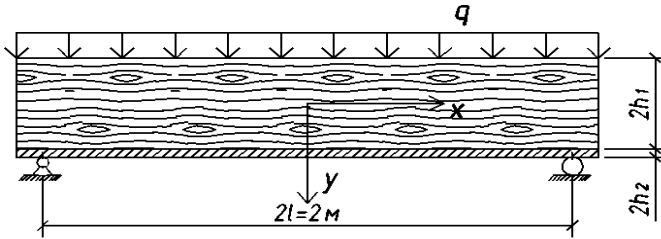


Рис. 2. Розрахункова схема підсиленої балки

Модуль зсуву у поперечному напрямі дорівнює  $G' = 350 \text{ МПа}$ . Приведений переріз складався із незмінної першої частини ( $b_1 = 12 \text{ см}$ ) та зміненої нижньої частини, ширина якої множиться на коефіцієнт  $n = E_2 / E_1 = 20$ , тобто  $b_2 = 20 \cdot b_1 = 240 \text{ см}$ . Прогін був навантажений розподіленим навантаженням інтенсивністю  $q$ , яке викликає максимальний згинальний момент  $M = q \cdot l^2 / 2$ . Необхідно було знайти величину допустимого навантаження  $[q]$  на дану балку із підкріпленням та без нього за допустимого напруження на стиск  $[\sigma]_c = 35 \text{ МПа}$ .

Згідно проведених розрахунків *методом приведених перерізів* було визначено момент інерції приведенного перерізу  $I_{np} = 2,051 I_1 = 16408,4 \text{ см}^4$ , який більш, ніж удвічі перевищує момент інерції перерізу балки без підсилення ( $I_1 = b_1 h_1^3 / 12 = 8000 \text{ см}^4$ ), знайдено максимальні нормальні напруження у верхній та нижній точках центрального перерізу невідсиленої дерев'яної балки —  $\sigma_x = \pm M h_1 / 2 I_1 = \pm 6,25 q \cdot \text{см}^{-1}$ . Визначено напруження у крайніх точках поверхонь підсиленої дерев'яної балки:

$\sigma_{x1}^{(e)} = M y_1 / I_{np} = -4,09 q / \text{см}$ .  $\sigma_{x1}^{(e)} = M y_2 / I_{np} = 2,00 \cdot q / \text{см}$ ,  
а також у металевій смузі:

$$\sigma_{x2}^{(e)} = 40,0 \cdot q / \text{см} \text{ і } \sigma_{x2}^{(n)} = 43,2 \cdot q / \text{см}.$$

Одночасно, за уточненою теорією, максимальне нормальне напруження у середньому перерізі балки ( $x=0$ ) можна підраховувати за точнішою формулою (4):

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \pm \frac{ql^2 h_1}{2I_1} \left(1 + \alpha^2 \frac{4}{15} \frac{h_1^2}{l^2}\right) = \\ &= \pm 6,25(1 + 0,157)q / \text{см} = \pm 7,23q \cdot \text{см},\end{aligned}$$

$$\text{де } \alpha^2 = \frac{E}{2G'} - \nu'' = 14,7.$$

Тобто, за уточненою теорією, у непідсиленій металевій смугою дерев'яній балці діє ще більше максимальне нормальне напруження (на 15,7%) від того, яке визначається за класичною теорією. Отже, реальна несуча здатність непідсиленої балки зменшується у 1,77 рази порівняно з підсиленою.

Наведені приклади розрахунку для непідсиленої балки підтверджують необхідність застосування уточненої методики і для підсиленої балки, а формулу (4) для даного випадку можна записати у такому вигляді:

$$\sigma_{xi} = \frac{q \cdot y_i}{2I_{np}} \left[ (l^2 - x^2) + \alpha^2 \left( \frac{2}{3} y_i^2 - \frac{2}{5} \frac{H^2}{4} \right) \right].$$

У зв'язку з тим, що відношення довжини металевій смуги до її товщини є дуже великим ( $2l/t=400$ ) і вплив поперечного зсуву для таких довжин є практично нульовим, то цю формулу будемо застосовувати лише до дерев'яної частини балки. Отже, максимальні значення напружень на зовнішніх гранях ( $y = -y_1 = -13,42$ ,  $y = y_2$ ) дерев'яної балки будуть такими:

$$\sigma_{x1}^e = \frac{ql^2 y_1}{2I_{np}} \left[ 1 + \alpha^2 \frac{2}{3} \frac{y_1^2}{l^2} \left( 1 - \frac{3}{20} \frac{H^2}{y_1^2} \right) \right] = -4,56q / \text{см} = -456q / \text{м}.$$

$$\sigma_{x2}^n = \frac{ql^2 y_2}{2I_{np}} \left[ 1 + \alpha^2 \frac{2}{3} \frac{y_2^2}{l^2} \left( 1 - \frac{3}{20} \frac{H^2}{y_2^2} \right) \right] = 1,96q / \text{см} = 196q / \text{м}.$$

Вважаючи, що металева смуга впливає тільки на згинальну жорсткість балки, уточнену формулу для максимального прогину підкріпленої балки можна записати у вигляді

$$w_{\max} = \frac{5ql^4}{24E_1I_{np}} (1 + 0,24(4\frac{E}{G'} - 3\nu'') \frac{H^2}{(2l)^2}).$$

Підставивши у цю формулу значення пружних характеристик дерева, момент інерції приведенного перерізу та значення параметра  $H/2l$ , одержимо значення максимального прогину

$$w_{\max} = \frac{5ql^4}{24E_1I_1} \frac{(1+0,3)}{2,051} = 0,633 \cdot \frac{5ql^4}{24E_1I_1}.$$

Отже, підсилення балки призведе до зменшення прогину тільки на 37% (за уточненою формулою), замість 51% (за класичною формулою).

Для визначення допустимого навантаження на підсилену балку скористаємося умовою міцності на стиск для нормальних напружень:

$$\sigma_{\max} \leq [\sigma]_c \text{ або } 456q = 40\text{МПа}.$$

Звідки знаходимо:  $[q] = \frac{40}{456} = 87,7\text{кН} / \text{м}$ , а без уточнення —

$$[q] = \frac{40}{409} = 97,8\text{кН} / \text{м}.$$

Тобто, у даному випадку класична теорія дає на 11,5% завищені значення для допустимого навантаження на підсилену балку, що може призвести до передчасного руйнування конструкції. Якщо ж металева смуга не прикріплена жорстко до дерев'яної балки, то тоді, згідно формул [1,3] для визначення контактних тисків між різномодульними матеріалами, тиск, що передається на металеву смугу, дорівнює:

$$p = q \left( 1 + \frac{E_1 h_1^3}{E_2 h_2^3} \right)^{-1} = q / 3201 = 3,1 \cdot 10^{-4} \cdot q.$$

Такий тиск є практично нульовим і зовнішнє навантаження сприймається тільки дерев'яною балкою, а металева смуга може працювати лише на розтяг або стиск. Допустиме навантаження для такої балки дорівнюватиме  $[q] = 55,3\text{кН} / \text{м}$ , тобто зменшиться у 1,77 рази порівняно із підсиленою.

Таким чином, на основі числових підрахунків, можна стверджувати, що уточнене визначення напружень як у підсилених

балках, так і у невідсилених, дозволяє дослідити розподіл зовнішнього навантаження на кожен із елементів пакету балок, вплив поперечної анізотропії на загальну міцність кожного елемента балки, надати точніші розрахунки міцності балки, а також точніше визначити гранично допустиме навантаження для таких балок.

1. Аналіз одержаних формул для екстремальних напружень у кожному елементі бруса та максимального прогину його середньої лінії свідчить, що міцність і жорсткість пакету незв'язаних елементів бруса значно знижується порівняно із суцільним брусом.

2. Вплив ортотропії матеріалу на величини нормальних напружень у невідсиленій дерев'яній балці сягає 15,7%. Вплив ортотропії матеріалу на величини переміщень є удвічі вищим і дорівнює 30%. Похибка буде ще більшою для коротших балок.

3. Допустиме навантаження на балку, відсилену 5-ти міліметровою металеву смугою, можна збільшити у 1,77 рази.

4. Жорсткість відсиленої балки за уточненою теорією збільшується у 1,58 разів, тоді як за класичною теорією вона ніби-то мала зрости у 2,05 рази.

1. Ротко С.В., Шваб'юк В.І., Ротко В.О., Матіяшук А.В. До проблеми розробки нових некласичних теорій згину оболонки, пластин і балок (огляд) Повідомлення 1. Проблеми та принципи побудови класичної та уточнених деформаційних теорій першого рівня для ізотропних пластин і стрижнів / Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві: Збірник наукових праць. – Випуск 5. – Луцьк: Луцький НТУ. 2016 – С. 158 – 165. (0,5 друк. арк.)

2. Ротко В.О., Шваб'юк В.І. Уточнена модель згину короткої ортотропної балки з композитного матеріалу // Матеріали X Міжнародної науково-практичної конференції «Наука і світ» (27.12.2013 - 5.01.2014) – Випуск 5. – «Будівництво та архітектура». – Прага: Видавничий дім «Освіта і наука», 2014. – С.18-21.

3. Тимошенко С.П., Дж. Гере. Механіка матеріалів. Изд.-во «Мир» — М. 1976. С. 610.

4. Шваб'юк В.І. К теорії изгиба коротких трансверсально-изотропных балок // Расчет пространственных строительных конструкций. Куйбышев: КуйИСИ, 1981, в.9, с.86-91.

5. Шваб'юк В.І. Опір матеріалів: підручник — К.: Знання, 2016. — 407 с.

УДК 691.32

## **РЕАКЦІЙНІ ПОРОШКОВІ БЕТОНИ НА ЗМІШАНОМУ ЗАПОВНЮВАЧІ**

### **REACTION POWDER CONCRETE IN CONCRETE FILLER**

**Шишкін О.О. д.т.н., проф. (КНУ, м. Кривий Ріг), Эддин Халид (КНУ, м. Кривий Ріг)**

**Shishkin A. A. DSc in engineering, professor (National University of Kryvyi Rih), Eddine Khaled, Graduate student (National University of Kryvyi Rih)**

У статті описано результати експериментальних досліджень дрібнозернистих бетонів із застосуванням змішаного заповнювача, який складається із суміші річкового та техногенного піску

Reactive powder concrete allows creating unique buildings and structures using advanced technologies, for example, 3D construction printing. However, with the increase in prices for traditional filler for construction, there is a need to find ways to use local raw materials for the production of concretes, including reactive powders. The results of the research showed that the use as a fine aggregate of reactive powder concretes of a mixture of river and man-made sand containing iron compounds makes it possible to increase the strength of these concrete during compression by 30-200%.

Ключеві слова: Реакційний порошок бетон, річковий пісок, з'єднання заліза, міцність, дрібний заповнювач, техногенний пісок

Keywords: Reactive powdered concrete, river sand, iron compounds, strength, fine aggregate, man-made sand

Реакційні порошок бетон, отримані в кінці 20-го століття, є бетонами нового покоління, що володіють цілим рядом специфічних властивостей, що дозволяють створювати унікальні будівлі і споруди з використанням передових технологій, наприклад, будівельний 3D-друк. Дані бетони виготовляються без

застосування крупного заповнювача, в зв'язку з цим збільшується потреба в дрібному заповнювачі. Однак зі зростанням цін на пісок для будівництва існує потреба у вишукуванні економічних і раціональних прийомів використання місцевої сировини для виробництва бетонів, в тому числі і реакційних порошкових. Додатковим фактором, що схиляє до цих рішень є витрати на транспортування матеріалів і сировини до місця будівництва, які постійно збільшуються.

Іншою проблемою, яка стримує широке поширення перспективної технології будівельного 3D-друку, є необхідність отримання реакційних порошкових бетонів високої міцності без застосування таких технологічних прийомів, як віброущільнення і пресування, а також без застосування спеціальних модифікаторів - хімічних речовин-прискорювачів твердіння цементу.

В даний час найбільш широко поширеними матеріалами техногенного походження, які мають фракційний склад, що відповідає дрібному заповнювачу бетонів, є відходи гірничо-збагачувальних комбінатів (так звані «хвости» збагачення залізних руд). Ці відходи використовуються, як для додаткового вилучення корисних компонентів, так і в якості одного з компонентів складного в'язучого [1,2] або дрібного заповнювача [2-6].

Дослідження, проведені [3], стали основою для використання відходів збагачення залізних руд в якості дрібних заповнювачів бетону і подальших досліджень в цьому напрямку [4-6].

Основними результатами, отриманими в роботі [3], використаними і підтвердженими в інших роботах, є наступне:

1. У міру заміни частини річкового піску на відходи збагачення залізних руд, звільнених від фракції менше 0,14 мм, при використанні їх суміші відбувається підвищення міцності бетону.

2. Повна заміна річкового піску на відходи збагачення залізних руд, звільнених від фракції менше 0,14 мм, в якості заповнювача бетону призводить до підвищення його міцності на 15%.

3. Міцність бетону на відходах збагачення залізних руд, звільнених від фракції менше 0,14 мм, природного твердіння вище міцності такого ж бетону, підданого тепловій обробці.

4. Введення в бетон в якості добавки тонкодисперсної частини (фракції менше 0,14 мм) відходів збагачення залізних руд в кількості 5-15% призводить до підвищення його міцності на 5-88%.

5. Введення в бетон на портландцементі як добавки тонкодисперсної частини відходів збагачення залізних руд (фракції менше 0,14 мм) призводить до підвищення його міцності до 6%, а бетону на шлакопортландцементі до 88%.

6. Для поліпшення технологічних властивостей бетонних сумішей на основі відходів збагачення залізних руд в них слід вводити мікронаповнювачів у вигляді тонкодисперсної частини відходів збагачення залізних руд (фракції менше 0,14 мм).

7. Вміст оксидів заліза в відходах збагачення залізних руд в кількості 6-15% не впливає на легкоукладність бетонної суміші і міцність при стисненні бетону.

Крім того, слід зазначити, що дослідження [3] проведені для бетонів на крупному заповнювачі і не можуть бути поширені на дрібнозернисті бетони.

У подальших дослідженнях бетонів з використанням відходів збагачення залізних руд, спираючись на результати досліджень [3], їх застосовували як дрібний заповнювач повністю замінюючи річковий пісок.

Аналіз наведених вище результатів досліджень показав:

- немає особливого сенсу у фракціонуванні відходів збагачення залізних руд (тобто видалення з них фракції менше 0,14 мм) якщо здійснювати часткову заміну річкового піску на нефракціоновані відходи збагачення залізних руд;

- застосування відходів збагачення залізних руд як дрібного заповнювача або його частини найбільш ефективно в бетонах на основі шлакопортландцементу або портландцементів з високим вмістом доменного гранульованого шлаку;

- відсутні дослідження дрібнозернистих бетонів, на основі змішаного дрібного заповнювача, в якому одну його частину складають відходи збагачення залізних руд, а іншу - річковий пісок.

Метою досліджень є підвищення міцності при стиску реакційних порошкових бетонів за рахунок використання комплексного заповнювача, що складається з суміші річкового і техногенного піску.

У дослідженнях для виготовлення бетону використовували портландцемент М400 (ПАТ «Хайдельберг цемент Кривий Ріг»), дрібний заповнювач - відходи збагачення залізних руд Новокриворізького гірничо-збагачувального комплексу ВАТ «Арселор Міттал Кривий Ріг» (Україна), що мають максимальний

розмір часток 0,63 мм. і дніпровський річковий пісок. Компоненти бетонної суміші дозували в необхідних, відповідно до плану експерименту, кількостях, перемішували лабораторному змішувачі протягом 3 хв.

Отримана суміш укладалася в металеву форму-куб, який має розмір сторін 7 см. Форму, що містить бетонну суміш жорстко закріплювали на лабораторному вібромайданчику і ущільнювали вібрацією до повного ущільнення, яке характеризувалося припиненням осідання бетонної суміші і припиненням виділення бульбашок повітря. Після завершення укладання і ущільнення бетонної суміші в формі, відкрити поверхню зразка загладжували кельмою.

Перші 24 години зразки бетону тверділи в нормальних умовах, при цьому їх до розпалубки зберігали в формах, покритих вологою тканиною. Це виключало можливість випаровування з них вологи в приміщенні з температурою повітря ( $293 \pm 5$ ) К. Через 24 години після виготовлення, зразки бетону виймали з форм та поміщали в камеру, яка забезпечувала у їх поверхонь нормальні умови, тобто температуру ( $293 \pm 3$ )К і відносну вологість повітря ( $95 \pm 5$ )%. У камері зразки укладали на підкладки так, щоб відстань між ними, а також між зразками і стінками камери було не менше 5 мм. Площа контакту зразка з підставками, на які він встановлений, не перевищувала 30% площі опорної грані зразка.

Основним показником якості досліджуваного бетону була прийнята його межа міцності при стиску. Визначення міцності зразків здійснювали за допомогою універсальної випробувальної машини УММ-100.

Результати досліджень впливу вмісту відходів збагачення залізних руд в складі дрібного заповнювача реакційних порошкових бетонів показали, що є їх оптимальний вміст в заповнювачі (рис. 1,2).

При цьому, чим вищий вміст заповнювача в бетоні, тим більш виражений вплив вмісту в ньому відходів збагачення залізних руд.

Що стосується рухомості бетонної суміші, то тільки при значному вмісті заповнювача в бетоні спостерігається оптимальний вміст відходів у складі заповнювача (рис. 1).



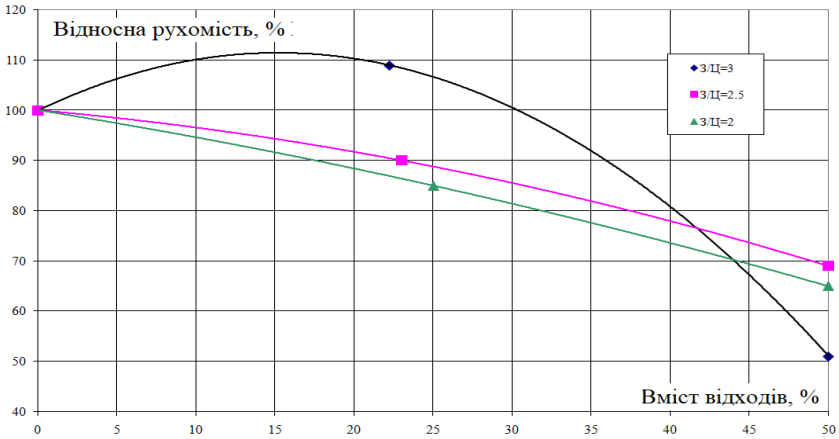


Рис. 1. Вплив вмісту відходів збагачення залізних руд в заповнювачі на рухомість бетонної суміші (В/Ц = 0,5; З/Ц - відношення маси дрібного заповнювача до маси цементу)

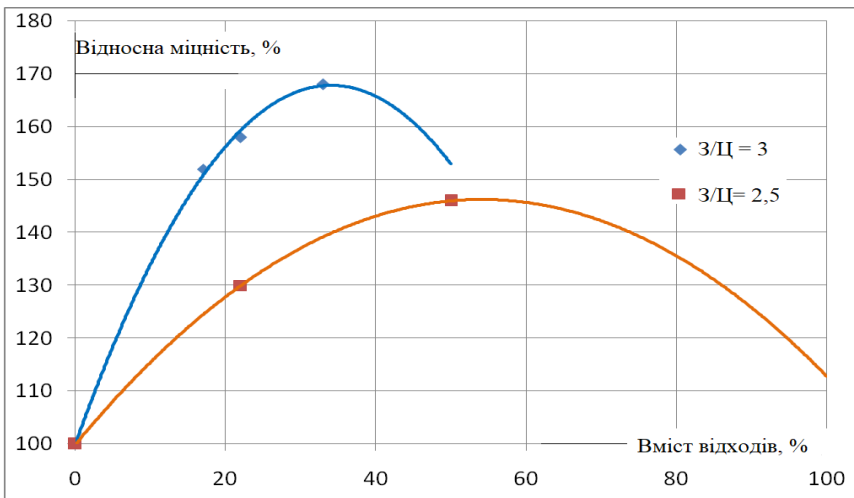


Рис. 2. Вплив вмісту відходів збагачення залізних руд в заповнювачі на міцність бетону (В/Ц = 0,5; З/Ц - відношення маси дрібного заповнювача до маси цементу)

При застосуванні класифікованих відходів збагачення залізних руд (видалено фракцію менше 0,14 мм), зі зменшенням водоцементного відношення в бетоні вплив відходів зменшується (рис. 3).

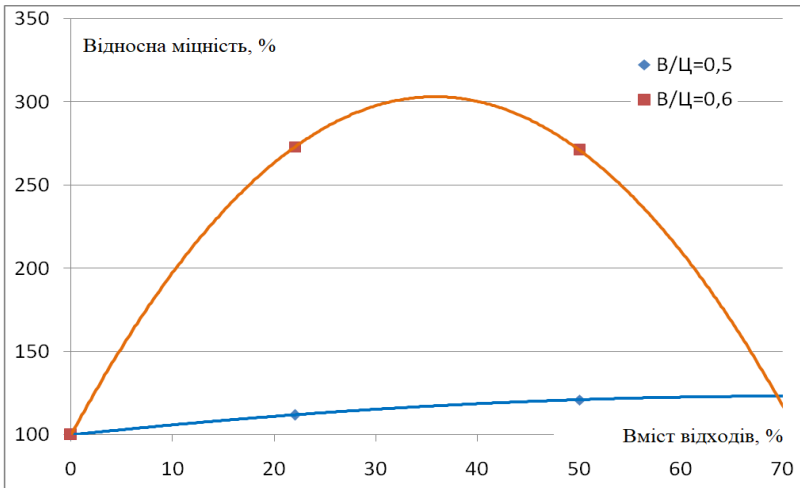


Рис. 3. Вплив вмісту класифікованих відходів збагачення залізних руд в заповнювачі на міцність бетону (фракція менше 0,14 мм видалена)

У той же час, класифіковані відходи збагачення залізних руд (з видаленою фракцією менше 0,14 мм) забезпечують більший приріст міцності бетону при стисканні, який досягає 300% (рис. 4).

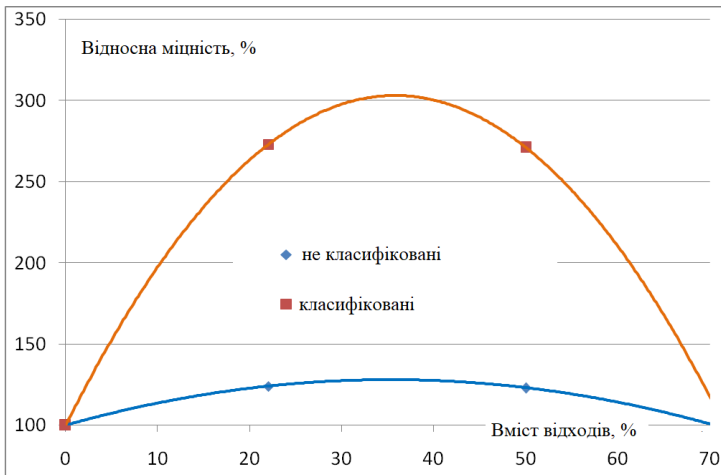


Рис. 4. Вплив класифікації відходів збагачення залізних руд (видаленням фракції менше 0,14 мм), застосованих як заповнювач бетону, на його міцність

Проведені дослідження дозволяють зробити наступні висновки:

1. Застосування у якості дрібного заповнювача реакційних порошкових бетонів суміші річкового і техногенного піску, що містить сполуки заліза, дозволяє підвищити міцність даних бетонів при стиску на 30-200%.

2. Оптимальний вміст техногенного піску, що містить сполуки заліза, в заповнювачі залежить від вмісту заповнювача в бетоні. Зі збільшенням вмісту заповнювача в бетоні зменшується оптимальний вміст техногенного піску, що містить сполуки заліза, в заповнювачі.

1. Резниченко, П. Т. Охрана окружающей среды и использование отходов промышленности / П. Т. Резниченко, А. П. Чехов. – Днепропетровск: Промінь, 1973. – 94 с.

2. Шишкин А.А. Щелочные реакционные порошковые бетоны / А.А. Шишкин // «Строительство уникальных зданий и сооружений». – 2014 – 2(17). – С. 56-65.

3. Пухальский Г. В. Свойства бетонов на песках из отходов горно-обогатительных комбинатов / Г.В. Пухальский, Г.Н. Бондаренко // Бетон и железобетон. 1975. - № 5. – С. 26-28.

4. Шишкин А.А. Особенности использование отходов горно-обогатительных комбинатов в производстве строительных материалов / А. А. Шишкин, А. А. Шишкина, В. В. Щерба // Вісник ДНАБА. 2013. - 1(99). – С. 8-12.

5. Вандоловский А. Г. Міцнісні властивості особливо дрібнозернистого бетону на відходах гірничо-збагачувальних комбінатів у ролі заповнювача / А.Г. Вандоловский, В.М. Чайка // Збірник наукових праць УкрДУЗТ, 2016. – вып. 160. – С. 17-24.

6. Shishkin A. Reaction powder concrete in concrete filler / A. Shishkin, E. Khaled // Norwegian Journal of development of the International Science. – 2017. – Vol. 1. – pp. 70-74.

## З М І С Т

Pushkar N.V., Pashinsky V.V.,	The influence of solar radiation on the temperature of outdoor metal structures.....	3
Андрійчук О.В., Шимчук О.П., Ужегов С.О., Коукла А., Куницький С.О.	Розвиток будівельної галузі лівії на прикладі реалізації проекту «Велика рукотворна ріка» ....	9
Андрушков В.І., Кузьмич І.М.	Залежність величини вантажопідйомності бетонної балки від місця її попереднього обтиснен .....	17
Антипенко Є.Ю., Щербіна Л.В., Жердев С.С.	Порівняльний аналіз конструктивних особливостей сучасних багатопустотних перекриттів .....	24
Банах А.В., Ткаченко В.Б.	Про непроєктні фактори впливу на напружено-деформований стан будівель і споруд з тривалим терміном експлуатації .....	32
Бондар В.О., Ахмеднабів Р.М., Ахмеднабів Р.Р.	Оптимізація складів бетонів на основі золошлаків котлів з циркуляційним киплячим шаром.....	40
Борисюк О.П., Зятюк Ю.Ю., Лисюк М.О., Крамаренко А.В.	Сумісна робота шарів підсилення залізобетонних балок .....	50
Валовой О.І., Попруга Д.В., Чорна К.В.	Особливості використання композитної арматури в згинальних бетонних елементах.....	58
Доля К.В.	Визначення пасажирських кореспонденцій в транспортних системах .....	65
Дробишинець С.Я., Єріфаві Тарек	Методика дослідження фізико-механічних властивостей щебенево-мастикових асфальтобетонів ....	71
Задорожнікова І.В., Кух С.П.	Методи та способи застосування складних полімерів при підсиленні залізобетонних конструкцій	81

Іванейко І.Д., Мудрий І.Б., Олексів Ю.М.	Методика формування ефективних комплектів стрілових кранів в умовах обмеження терміну будівництва.....	87
Іваник І.Г., Вибранець Ю.Ю., Віхоть С.І.	Розрахунок підсилення перекриття сталезалізо-бетонною конструкцією.....	95
Коверніченко Л.М.	Заповнювачі для бетону і взаємодія їх з водою ....	103
Коломійчук Г.П., Майстренко О.Ф., Коломійчук В.Г.	Ефективні залізобетонні оболонки і їх вибір для заданого плану будівлі.....	111
Корнієць А.В.	Визначення екологічних факторів для формування та реалізації геоecологічного моніторингу використання земель міст.....	119
Коробко О.О., Вировой В.М., Варич Г.С., Яковенко І.О.	Механізми розвитку структури бетону при малоциклових утомних навантаженнях.....	126
Кріпак В. Д., Антонов Р.Є.	Монолітні плоскі перекриття з порожнистими вкладишами.....	135
Куницький С.О., Пінчук О.Л., Шевченко Т.О., Шевченко А.О., Андрійчук О.В.	Розрахунок та проектування станції водопідготовки .....	146
Купченко Ю.В., Дібров І.О.	Ефективні елементи сталевих рам двотаврового перерізу .....	154
Маліков В.В., Панасюк Я.І., Ящук Ю.Ф.	Укріплення ґрунту цементом та добавкою «Hydrostop».....	159
Мікуліч О.А.	Розподіл динамічних напружень у пластинчатих елементах конструкцій з отворами за дії нерівномірного імпульсного навантаження .....	164

Моркляник Б.В., Проценко П.О., Іваськевич О.М.	Розрахунок несучої здатності одиночної висячої палі при циклічному замерзанні-розмерзанні ґрунту основи при роботі теплового насоса.....	172
Нестеренко С.Г.	Геоінформаційне забезпечення ефективного використання та адміністрування земель міст.....	184
Пасічник Р.В., Пасічник О.С., Матвійчук С.В.	Дослідження факторів, що впливають на пожежну безпеку деревини.....	193
Пашинський М.В.	Запаси територіального районування кліматичних навантажень в ДБН в.1.2-2:2006.....	201
Петраш О.В., Попович Н.М., Соколов І.А., Кривовязько К.В., Ошовська К.О.	Дослідження технології буріння при підготовці основи об'єктів зберігання та переробки нафтопродуктів.....	209
Радзінська Ю.Б.	Теоретичні підходи щодо оцінки інвестиційної привабливості земель міст.....	215
Самчук В.П., Троць В.Я.	Комп'ютерні технології інформаційного моделювання будівель і споруд.....	221
Стоянов В.В., Жгаллі Ш.	Испытание составных оболочек типа гиперболический параболоид из параболических и асимметрических панелей на действие статической нагрузки.....	227
Хільченко О.П.	Залежність властивостей сировинних гранул штучного пористого заповнювача – пульпопору від фізико механічних характеристик техногенної сировини гірничо-металургійних підприємств Кривого Рогу .....	245
Чапюк О.С., Олех В.В., Орешкін Д.О.	Зчеплення важкого бетону з композитною склопластиковою арматурою покритою водовідштовхувальною композицією «Сілол®».....	253

Чернишев Д.О.	Поліпшення стану «Стійкості щодо зсуву» територій річкового та морського узбережжя в проектах біосферосумісного будівництва.....	261
Шваб'юк В.І., Ротко В.О., Ротко С. В.	Уточнений розрахунок підсилених балок методом приведених перерізів. Повідомлення 2. Уточнений розрахунок пакету балок за некласичною моделлю коротких балок.....	269
Шишкін О.О., Эддин Халид	Реакційні порошкові бетони на змішаному заповнювачі.....	277

*"Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві", випуск 8, 2017*

Наукове видання

**Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві**

**Збірник наукових праць**

**Випуск 8**

Верстка О.З. Шафранська

Редактор В.І. Шваб'юк

Підписано до друку 29 грудня 2017 р. Формат 60 × 84 1/16.  
Папір офсетний

Гарнітура Times New Roman. Друк трафаретний.  
Умовн. друк. арк. 18,0. Тираж 100 пр. Зам. №\_\_\_

Віддруковано РВВ Луцького НТУ, 43018, м.Луцьк, вул. Львівська, 75

Свідоцтво Держкомтелерадіо України ДК №4123 від 28.07.2011 р.