

ВСЕУКРАЇНСЬКА СТУДЕНТСЬКА
НАУКОВО-ПРАКТИЧНА КОНФЕРЕНЦІЯ

ЗБІРНИК МАТЕРІАЛІВ

ДОСВІД ВПРОВАДЖЕННЯ У НАВЧАЛЬНИЙ ПРОЦЕС СУЧАСНИХ КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ



ЦНТУ

кафедра БДМБ

Кропивницький 2019

НАУКОВЕ ВИДАННЯ

ЗБІРНИК МАТЕРІАЛІВ

**I ВСЕУКРАЇНСЬКОЇ СТУДЕНТСЬКОЇ НАУКОВО-ПРАКТИЧНОЇ
КОНФЕРЕНЦІЇ**

**“ДОСВІД ВПРОВАДЖЕННЯ У НАВЧАЛЬНИЙ ПРОЦЕС СУЧАСНИХ
КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ”**

29-30 жовтня 2019 року

Матеріали доповідей надруковано в авторській редакції.

Відповідальна за випуск: Красота Г.С.

**Підписано до друку 20.10.2019
Ум друк.арк. 9,8125. Тираж 80 прим**

**©МОВ ЦНТУ, м.Кропивницький, пр.Університетський, 8.
Тел. 55-10-49**

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ФАКУЛЬТЕТ БУДІВНИЦТВА ТА ТРАНСПОРТУ
КАФЕДРА БУДІВЕЛЬНИХ, ДОРОЖНИХ МАШИН І БУДІВНИЦТВА

ЗБІРНИК МАТЕРІАЛІВ
І ВСЕУКРАЇНСЬКОЇ СТУДЕНТСЬКОЇ НАУКОВО-ПРАКТИЧНОЇ КОНФЕРЕНЦІЇ
“ДОСВІД ВПРОВАДЖЕННЯ У НАВЧАЛЬНИЙ ПРОЦЕС СУЧАСНИХ
КОМП’ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ”

29-30 жовтня 2019 року

м. Кропивницький

Збірник матеріалів I Всеукраїнської студентської науково-практичної конференції “Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп’ютерних технологій”. - Кропивницький: ЦНТУ, 2019. – 185 с.

ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ КОМІТЕТ КОНФЕРЕНЦІЇ

Голова: Левченко О.М.—д-р. екон. наук, проф., проректор з наукової роботи Центральноукраїнського національного технічного університету;

Заступник голови: Настоящий В.А., канд. техн. наук, проф., зав. кафедри БДМБ Центральноукраїнського національного технічного університету.

Члени оргкомітету:

Яцун В.В., канд. техн. наук, доц., декан факультету будівництва та транспорту Центральноукраїнського національного технічного університету;

Хачатурян С.Л., канд. техн. наук, доц. кафедри БДМБ Центральноукраїнського національного технічного університету;

Дарієнко В.В., канд. техн. наук, доцент. кафедри БДМБ Центральноукраїнського національного технічного університету;

Пашинський В.А., д-р техн. наук, проф. кафедри БДМБ Центральноукраїнського національного технічного університету;

Довченко П.І., академік Академії будівництва України, генеральний директор ТОВ «Проектно-вишукувальний інститут «Агропроект»;

Тихий А.А. канд. техн. наук, доц., голова ради молодих вчених Центральноукраїнського національного технічного університету;

Щербак О.В. канд. техн. наук, доц., науковий керівник СНТ Харківського національного автомобільного університету;

Нестеренко М.М., канд. техн. наук, доц., голова ради молодих вчених навчально-наукового інституту інформаційних технологій та механотроніки (м. Полтава)

Григор Н.В., керівник МОВ Центрально українського національного технічного університету;

Дорєнський О.П., викл. кафедри програмного забезпечення, науковий керівник СНТ Центрально-українського національного технічного університету.

Редакційна колегія: Настоящий В.А., к.т.н., проф. (відповідальний редактор); Пашинський В.А., д.т.н., проф. (заст. відп. редактора); Дарієнко В.В., к.т.н., доц. (відповідальний секретар); Яцун В.В., к.т.н., доц.; Лізунков О.В., к.т.н., доц.

Адреса редакційної колегії: 25006, м. Кропивницький, пр. Університетський, 8, Центральноукраїнський національний технічний університет, тел.: (0522) 390-471, 551-049, e-mail: kbrmb@kntu.kr.ua

Відповідальна за випуск: Красота Г.С.

Збірник містить матеріали I Всеукраїнської студентської науково-практичної конференції “Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп’ютерних технологій”, що відбулась 29-30 жовтня 2019 року на базі кафедри будівельних, дорожніх машин і будівництва Центральноукраїнського національного технічного університету.

Матеріали збірника надруковано у авторській редакції.

ЗМІСТ

Куинсрова К.І., Настоящий В.А. ВИКОРИСТАННЯ САПР «SOLIDWORKS» ДЛЯ ОПТИМІЗАЦІЇ КОНСТРУКЦІЇ МЕТАЛЕВОГО КАРКАСУ ДОБУДОВАННОГО ПРИМІЩЕННЯ АЗК В КИЇВСЬКІЙ ОБЛАСТІ.....	4
Кліменчук К.В., Пашицький В.А. АВТОМАТИЗАЦІЯ РОЗРАХУНКУ БОЛТІВ У ВУЗЛАХ ОБПИРАННЯ ПРОКАТНИХ БАЛОК.....	11
Коваленко С.І., Семко В.О. АВТОМАТИЗОВАНЕ РОЗРОБЛЕННЯ СОРТАМЕНТУ ЗВАРНИХ ДВОТАВРІВ КОЛОННОГО ТИПУ.....	13
Погребницький С.В., Пашицький В.А. КОНСТРУКТИВНІ ТА ВАГОВІ ПАРАМЕТРИ ЦЕНТРАЛЬНО СТИСНУТИХ ЧОТИРИГІЛКОВИХ КОЛОН.....	16
Семендяєв М.Р., Пашицький В.А. АНАЛІЗ ТЕРИТОРІАЛЬНОЇ МІНЛИВОСТІ ПАРАМЕТРІВ ТЕМПЕРАТУРИ ПОВІТРЯ НА ТЕРИТОРІЇ УКРАЇНИ.....	19
Свистун М.І., Настоящий В.А. КОМП’ЮТЕРНЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ БАРАБАНА ТРУБНОГО МЛИНА	21
Бурцев П.С., Настоящий В.А. ДОСЛІДЖЕННЯ МЕТАЛЕВОГО КАРКАСУ БУДІВЛІ СКЛАДУ СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКОГО ПРИЗНАЧЕННЯ КІРОВОГРАДСЬКОЇ ОБЛАСТІ З МЕТОЮ ОПТИМІЗАЦІЇ КОНСТРУКЦІЇ	25
Карпушин А.С., Пантілієнко В.І., Карпушин С.О. ЗАЛЕЖНІСТЬ ВЕЛИЧИНИ ПРИСКОРЕНЬ ВІЗКА МОСТОВОГО КРАНА ВІД ДОПУСТИМИХ КОНТАКТНИХ НАПРУЖЕНЬ.....	29
Шевченко Д.С., Пантілієнко В.І., Карпушин С.О. ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОЦЕСУ ВИТРАМБУВАННЯ ПОГЛИБЛЕНЬ В ҐРУНТІ	33
Бориц В.С., В.І. Пантілієнко, С.О. Карпушин СТЕНД ДЛЯ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОЦЕСУ ВИШТАМПУВАННЯ ПОГЛИБЛЕНЬ	38
Подколзін Я.Є., Карпушин С.О., Пантілієнко В.І. АНАЛІЗ ДОЦІЛЬНОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ ҐРУНТОЦЕМЕНТУ ПРИ БУДІВНИЦТВІ ТА РЕКОНСТРУКЦІЇ ПРОМИСЛОВИХ ОБ’ЄКТІВ.....	42
Сошніков Д.В., Карпушин С.О., Карпушин А.С. НАТЯЖНІ СТЕЛІ: ЗА І ПРОТИ	45
Міщенко М.О., Настоящий В.А. ВИКОРИСТАННЯ САПР «SOLIDWORKS» ДЛЯ ОПТИМІЗАЦІЇ КОНСТРУКЦІЇ МЕТАЛЕВОГО КАРКАСУ ПРИМІЩЕННЯ КАСОВОГО ПАВІЛЬОНУ, ЩО ДОБУДОВУЄТЬСЯ ПРИ АЕРОВОКЗАЛЬНОМУ КОМПЛЕКСІ В М. ХЕРСОН	48
Завада С.О., Настоящий В.А., Джирма С.О. РЕАЛІЗАЦІЯ ВІБРОЕФЕКТІВ НА РОБОЧИХ ПОВЕРХНЯХ ТЕХНОЛОГІЧНОГО І ТРАНСПОРТНОГО ОБЛАДНАННЯ ШЛЯХОМ ЗАСТОСУВАННЯ ГУМОВИХ ФУТЕРОВОК З ПОВІТРЯНИМ ЗАЗОРОМ.....	54
Лісняк Н.Ю., Джирма С.О. ДОСЛІДЖЕННЯ МІСЦЯ РОЗТАШУВАННЯ ВІКОННИХ БЛОКІВ В ТРЬОХШАРОВИХ ЦЕГЛЯНИХ СТІНАХ ЖИТЛОВИХ ТА ГРОМАДСЬКИХ БУДІВЕЛЬ.....	58
Сулима О.Ю., Джирма С.О. УДОСКОНАЛЕННЯ ВУЗЛІВ ПРИМІКАННЯ ВІКОННИХ БЛОКІВ В МОНОЛІТНИХ СТІНАХ ЖИТЛОВИХ І ГРОМАДСЬКИХ БУДІВЕЛЬ.....	64
Лаптева Л.О., Плотніков О.А., Скрипник І.О. ОГЛЯД ДОБАВОК В БЕТОН ДЛЯ НАДАННЯ ЙОМУ НЕОБХІДНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ.....	69
Чікалов Б.В., Луцик О.С., Лисенко Б.В. ОГЛЯД РІЗНОВИДІВ ПРОСТОРОВИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ СТРУКТУРНО-ВАНТОВИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	71
Аржанцев О.К., Карпушин С.О., Бобров О.С. РОЗРОБКА ТА ВИГОТОВЛЕННЯ УНІВЕРСАЛЬНОГО БУЛЬДОЗЕРНОГО РОБОЧОГО ОБЛАДНАННЯ ДЛЯ СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКИХ КОЛІСНИХ ТРАКТОРІВ JOHN DEERE.....	71
Мазур Я.В. ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ КОНСТРУКЦІЇ ФАСАДУ НА КОЕФІЦІЄНТ ТЕПЛОТЕХНІЧНОЇ ОДНОРІДНОСТІ	77

Переверзєв Є.В. ДОСЛІДЖЕННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЇ НАДІЙНОСТІ СТІН З ДРІБНОРОЗМІРНИХ ЕЛЕМЕНТІВ	80
Романов О.В. ПОКРАЩЕННЯ КОНСТРУКТИВНИХ ХАРАКТЕРИСТИК БАГАТОШАРОВИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ	83
Дудар Є.В., Хачатурян С.Л. ДОДАТКОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ І НЕГАТИВНЕ ТЕРТЯ ПАЛЬ	85
Шевченко А.С., Хачатурян С.Л. АНАЛІЗ МОДЕЛІ ВИЗНАЧЕННЯ РАЦІОНАЛЬНОЇ КОНСТРУКЦІЇ ВІДВАЛУ БУЛЬДОЗЕРА	88
Магопець М.С., Хачатурян О.С. БАГАТОВИМІРНИЙ І ФАКТОРНИЙ АНАЛІЗ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДАНИХ	91
Коваленко В.В., Попов Г.А., Дарієнко В.В. СТРУКТУРНІ АСПЕКТИ РУЙНУВАННЯ І ПІДВИЩЕННЯ МІЦНОСТІ ПОРИСТИХ БЕТОНІВ	93
Козир В.В., Плотніков О.А., Скрипник І.О. ОГЛЯД ВИСЯЧИХ ПОКРИТТІВ ДЛЯ БУДІВЕЛЬ РІЗНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ	96
Віницький В.В., Дуйкова В.М., Тихий А.А., РІШЕННЯ ПРУЖНОПЛАСТИЧНОГО І В'ЯЗКОПРУЖНОПЛАСТИЧНОГО РОЗПОДІЛУ НАПРУЖЕННЯ ТА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ОСНОВИ	99
Тараненко В.В., Дуйкова В.М., Плотніков О.А. ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ОСНОВ ПІД ДІЄЮ КРУГЛИХ ПЛИТНИХ ФУНДАМЕНТІВ	102
Пенц М.Ф., Карюк А.М. АВТОМАТИЗОВАНА МЕТОДИКА ОБЧИСЛЕННЯ КАЗНИКА ТЕПЛОЗАСВОСННЯ ПІДЛОГ	110
Корса Д.О., Хмара Л.А., Кроль Р.М. ОБЛАДНАННЯ ЗЕМЛЕРІЙНО-ТРАНСПОРТНИХ МАШИН ТЕЛЕСКОПІЧНОГО ТИПУ (НА ПРИКЛАДІ БУЛЬДОЗЕРА)	112
Упатов Є.С., Льченко В.В. ОСНОВНІ ПРИНЦИПИ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ РІВНОСТІ ПОВЕРХНІ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ НА СТАДІЯХ ПРОЕКТУВАННЯ Й БУДІВНИЦТВА	115
Atembemoh Kelvis, Anton Hasenko, Viktor Dariienko MODELING OF TWO-SPAN FRAME WITH RIGID OR HINGED NODES BETWEEN BEAMS AND COLUMNS	117
Бульбаха О.С., Крупченко О.А. АНАЛІЗ ВНУТРІШНІХ ЗУСИЛЬ В ЕЛЕМЕНТАХ РАМИ ПРИ РОЗРІЗНІЙ ТА НЕРОЗРІЗНІЙ СХЕМАХ ВЛАШТУВАННЯ ПРОГОНІВ ЗА ДОПОМОГОЮ КОМП'ЮТЕРНОЇ ПРОГРАМИ RAM ADVANSE 7.0 STUDEN	119
Вірченко А.С., Динник В.І., Юрко П.А. ЗМІНА ПОЗДОВЖНЬОЇ СИЛИ В СТЕРЖНЯХ ФЕРМИ ПРИ ВИКОНАННІ ЇЇ СТЕРЖНІВ З РІЗНИХ ПОПЕРЕЧНИХ ПЕРЕРІЗІВ	121
Коржє М.В., Кириченко В.А. АНАЛІЗ ЗМІНИ ВНУТРІШНІХ ЗУСИЛЬ В РАМІ ПРИ РІЗНІЙ КОМБІНАЦІЇ НАВАНТАЖЕННЯ ЗА ДОПОМОГОЮ КОМП'ЮТЕРНОЇ ПРОГРАМИ RAM ADVANSE 7.0	123
Faheem Ahmad Butt, Aleksej Fenko. MODELING OF TWO-SPAN FRAME WITH RIGID OR HINGED NODES BETWEEN BEAMS AND COLUMNS USING ANGLE BRACE	126
Турченко Д.В., Корабельніков Д.П., Пічугін С.Ф. ВИКОРИСТАННЯ ВІМ-ТЕХНОЛОГІЙ В ПРОЦЕСІ ВИКОНАННЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТУ	128
Андрусенко Д.О., Красота М.В., Осін Р.А. МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ РОБОЧИХ ПРОЦЕСІВ ДВИГУНІВ ВНУТРІШНЬОГО ЗГОРАННЯ В СЕРЕДОВИЩІ MATHCAD	131
Чікалов Б.В., Луцик О.С., Портнов Г.Д. ПРОЕКТУВАННЯ БАЛКИ НАСТИЛА БАЛОЧНОЇ КЛІТКИ ЗГІДНО EUROCODE 3	134
Негара В.М., Односум А.В., Тихий А.А. ВИКОРИСТАННЯ ПРОГРАМНОГО КОМПЛЕКСУ SCAD ПРИ ПОБУДОВІ МОДЕЛІ БУДІВЛІ З МОНОЛІТНИМ ЗАЛІЗОБЕТОННИМ КАРКАСОМ	139

Гасенко А.В., Гасенко Л.В. ВИЗНАЧЕННЯ ВИСОТ ГЕОДЕЗИЧНИХ ЗНАКІВ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ПЛАНОВИХ ГЕОДЕЗИЧНИХ МЕРЕЖ ЗА ДОПОМОГОЮ ПРОГРАМИ GOOGLE EARTH PRO.....	143
Андрієць К.І., Гарькава О.В., Гасенко А.В. ЧИСЕЛЬНЕ ТА АНАЛІТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПРИ КОСОМУ ЗГИНАННІ.....	144
Негара В.М., Тараненко В.В., Портнов Г.Д. ЗАСТОСУВАННЯ ПРОГРАМИ «КРИСТАЛ» ДЛЯ РОЗРАХУНКУ ПРОКАТНОЇ БАЛКИ ЗГІДНО EUROCODE 3.....	147
Бондарєв В. В., Лізунов О.В. ВПРОВАДЖЕННЯ СУЧАСНИХ МЕТОДІВ БУДІВНИЦТВА З МАТОЮ ПІДВИЩЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ БУДІВЕЛЬНО-МОНТАЖНИХ РОБІТ.....	150
Васильєва І. Є., Лізунов О.В. ДО ПИТАННЯ ВИКОРИСТАННЯ ЛЕГКИХ БЕТОНІВ У БУДІВНИЦТВІ.....	154
Постолатій Є.В., Лізунов О.В. ПІДВИЩЕННЯ ЕНЕРГОЕФЕКТИВНОСТІ БУДІВЕЛЬ ЗА РАХУНОК ВИКОРИСТАННЯ УТЕПЛЮВАЧІВ НА ОСНОВІ ПРИРОДНИХ МАТЕРІАЛІВ.....	159
Чернявський І. Б., Лізунов О.В. ДО ПИТАННЯ ВПЛИВУ ЗОВНІШНІХ ФАКТОРІВ НА ГАЗОБЕТОН В ПРОЦЕСІ ЕКСПЛУАТАЦІЇ БУДІВЛІ.....	163
Важничий Є.В., Соловчук К.Ю. ВИКОРИСТАННЯ МОВИ ПРОГРАМУВАННЯ R ДЛЯ МОДЕЛЮВАННЯ БАГАТОВИМІРНИХ СИСТЕМ КЕРУВАННЯ.....	166
Литвин М.Ю., Янко А.С. МЕТОД ПІДВИЩЕННЯ ШВИДКОДІ КОНТРОЛЮ І КОРЕКЦІЇ ПОМИЛОК У МОДУЛЯРНІЙ АРИФМЕТИЦІ.....	170
Свистун В.М., Янко А.С. ОСОБЛИВОСТІ РЕАЛІЗАЦІЇ АРИФМЕТИЧНИХ ОПЕРАЦІЙ У СИСТЕМІ ЗАЛИШКОВИХ КЛАСІВ.....	172
Черніков О.О., Янко А.С. МОДЕЛІ ПОТОКІВ ЛОГІСТИЧНО-ВИРОБНИЧОЇ СИСТЕМИ.....	174
Горбань В.С., Янко А.С. ДОСЛІДЖЕННЯ ВАРІАНТІВ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ДИВЕРСИФІКАЦІЇ.....	175
Гасенко С.В. Безкоровайний О.С., Нестеренко М.М., Орисенко О.В. ДОСЛІДЖЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ КОНСТРУКЦІЇ ГЛУШНИКА АВТОМОБІЛЯ КРАЗ 65055.....	177
.Чурилов Є.А., Скринік І.О., Лізунов О.В., Сідей В.М. ВПЛИВ РОЗТАШУВАННЯ ТОЧКИ РОСИ НА ЕНЕРГОЕФЕКТИВНІСТЬ ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	180

УДК 633.853.32.

ВИКОРИСТАННЯ САПР «SOLIDWORKS» ДЛЯ ОПТИМІЗАЦІЇ КОНСТРУКЦІЇ МЕТАЛЕВОГО КАРКАСУ ДОБУДОВАННОГО ПРИМІЩЕННЯ АЗК В КИЇВСЬКІЙ ОБЛАСТІ

К.І. Кушнерова, магістрант гр. БП 18 М
В.А. Настоящий, канд.техн. наук, професор
Центральноукраїнський національний технічний університет

Мета роботи полягала в використанні САПР «Solid works 2013» для комп'ютерного моделювання напружено-деформаційного стану та обґрунтованого визначення оптимальних параметрів елементів існуючої конструкції металевого каркасу добування пункту авто мийки до АЗК в с. Софіївська Борщагівка, ізометрія якого наведена на рис.1.

З метою встановлення оптимальних параметрів металевого каркасу пункту авто мийки виконано збір навантажень та комп'ютерне моделювання в середовищі САПР «Solid works 2013» для дослідження напружено-деформаційного стану. На рис. 2 наведена остаточна розрахункова схема металевого каркасу пункту авто мийки.

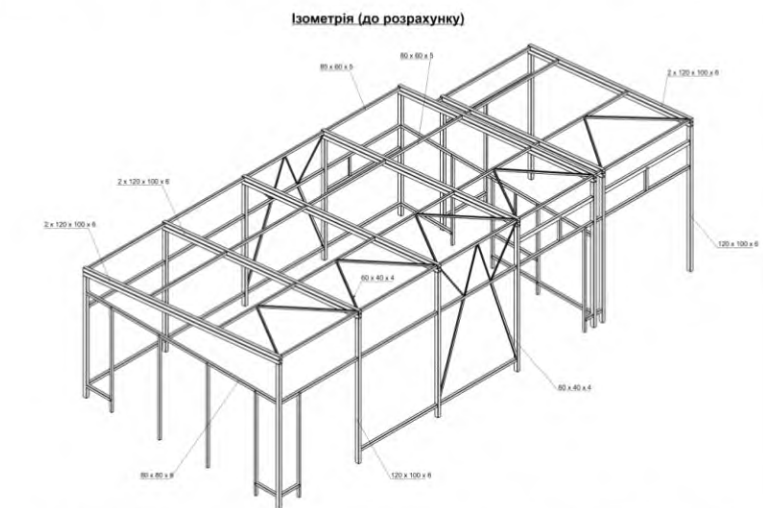


Рисунок 1 - Ізометрія існуючого металевого каркасу добування пункту авто мийки

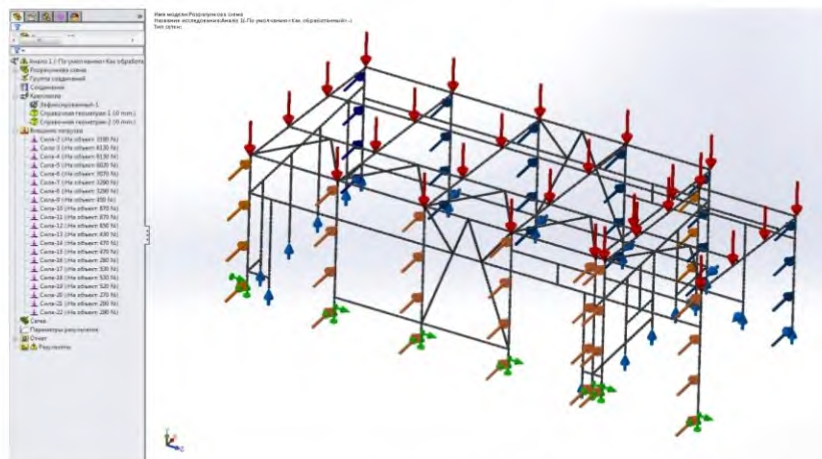


Рисунок 2 - Остаточна розрахункова схема металевого каркасу пункту авто мийки

Результати досліджень наведено на рис. 3, 4, 5, 6, 7.

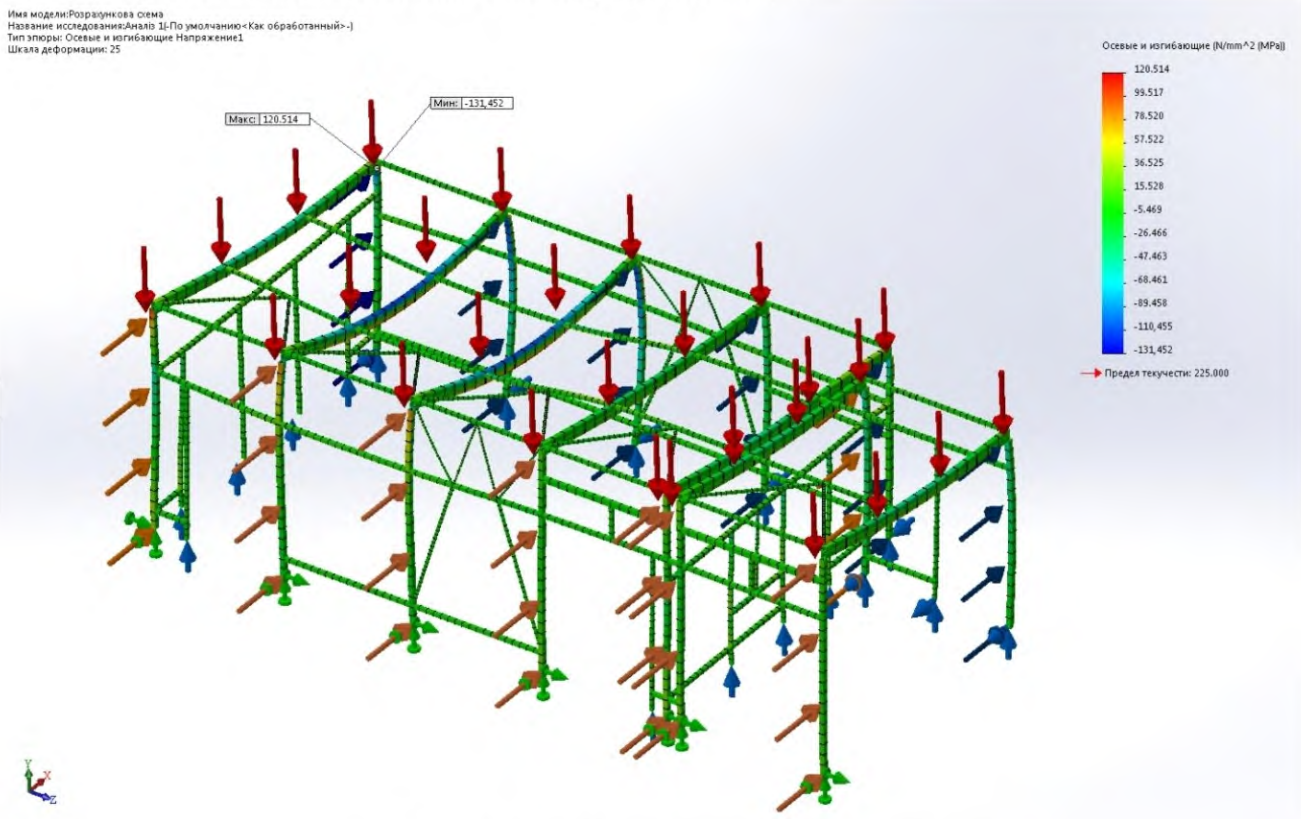


Рисунок 3 - Епюра осьових та згинаючих напружень

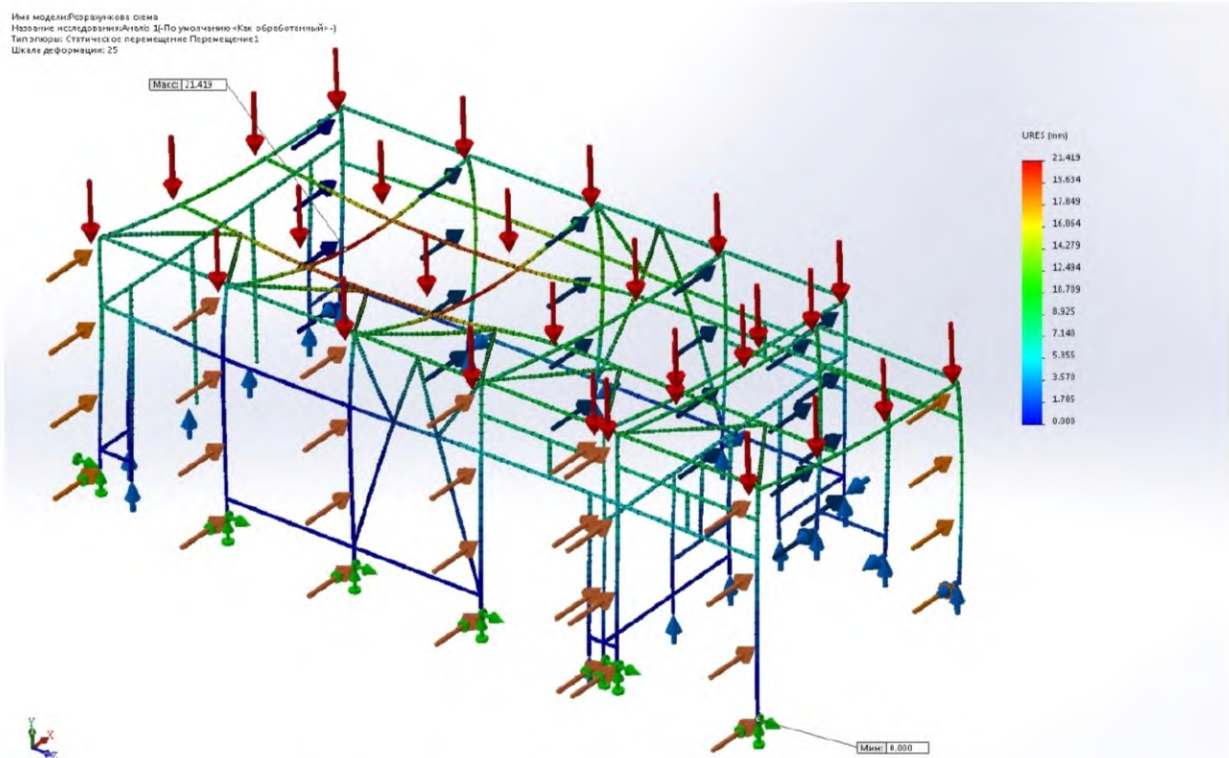


Рисунок 4 - Епюра переміщень елементів металевого каркасу

Имя модели: Розраункова схема
 Название исследования: Анализ 1(По умолчанию-< Как обработанный->)
 Тип элюры: Элюра сдвига-момента1

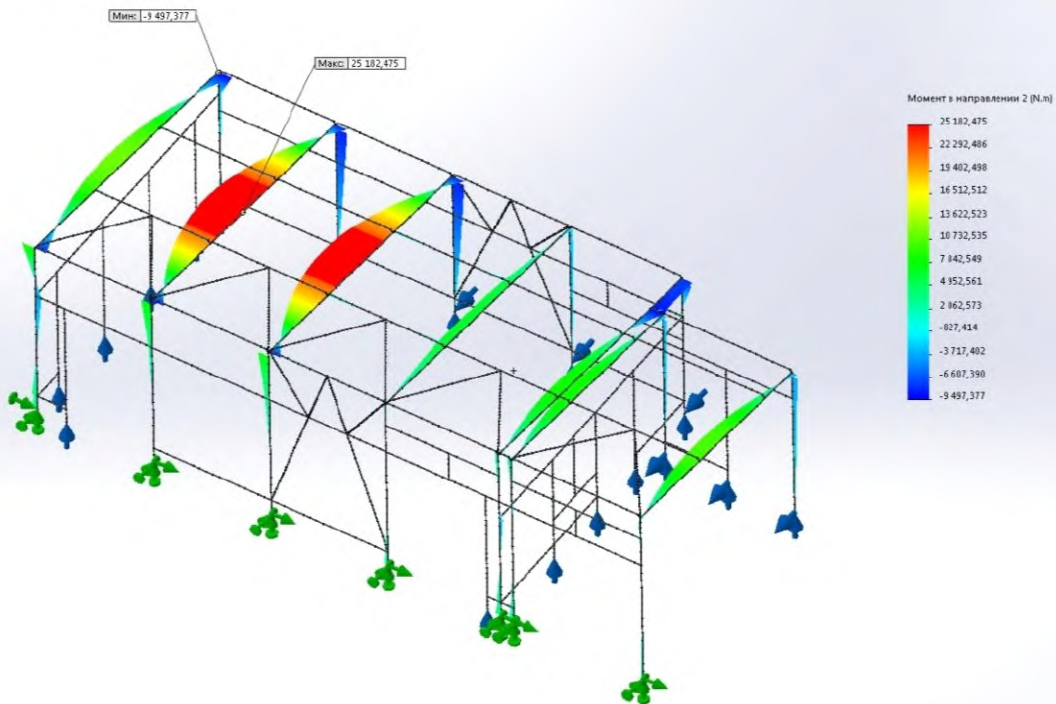


Рисунок 5 - Епюра моментів

Имя модели: Розраункова схема
 Название исследования: Анализ 1(По умолчанию-< Как обработанный->)
 Тип элюры: Запас прочности Запас прочности1
 Критерий: Алято
 Распределение запаса прочности: Мин. коэффициент запаса прочности = 1.7

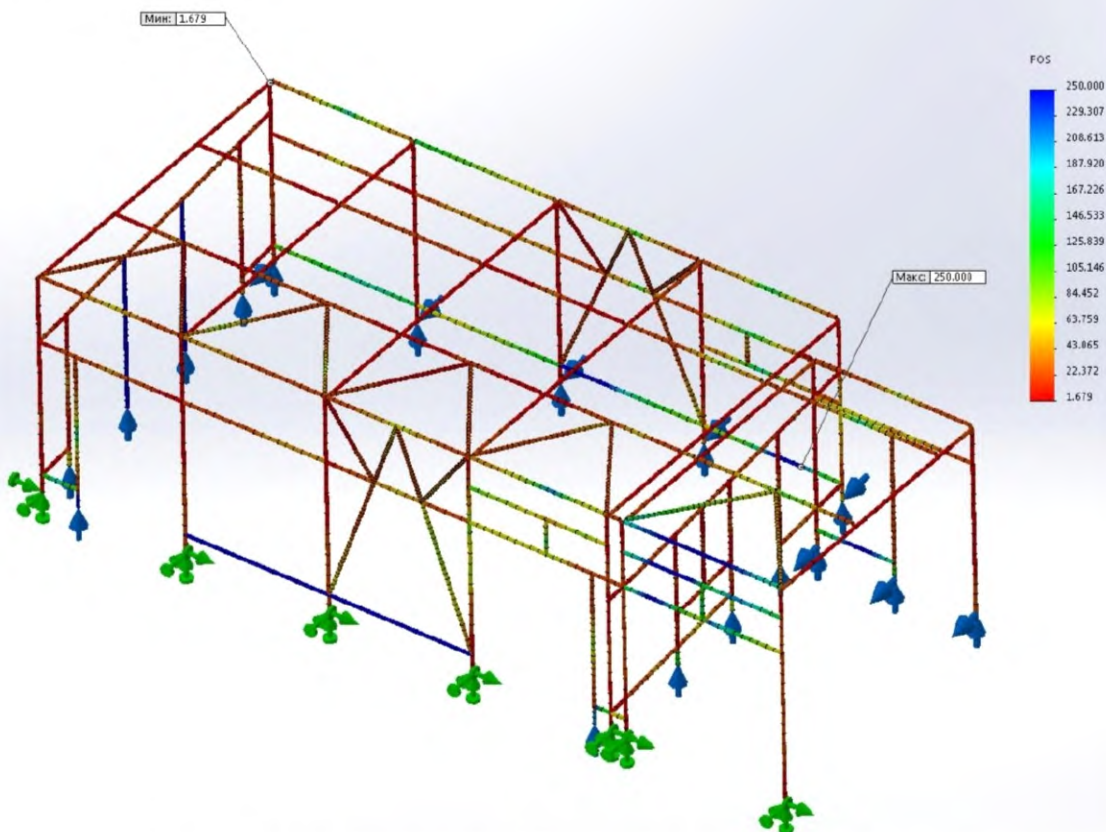


Рисунок 6 - Епюра запасів міцності елементів металевго каркасу

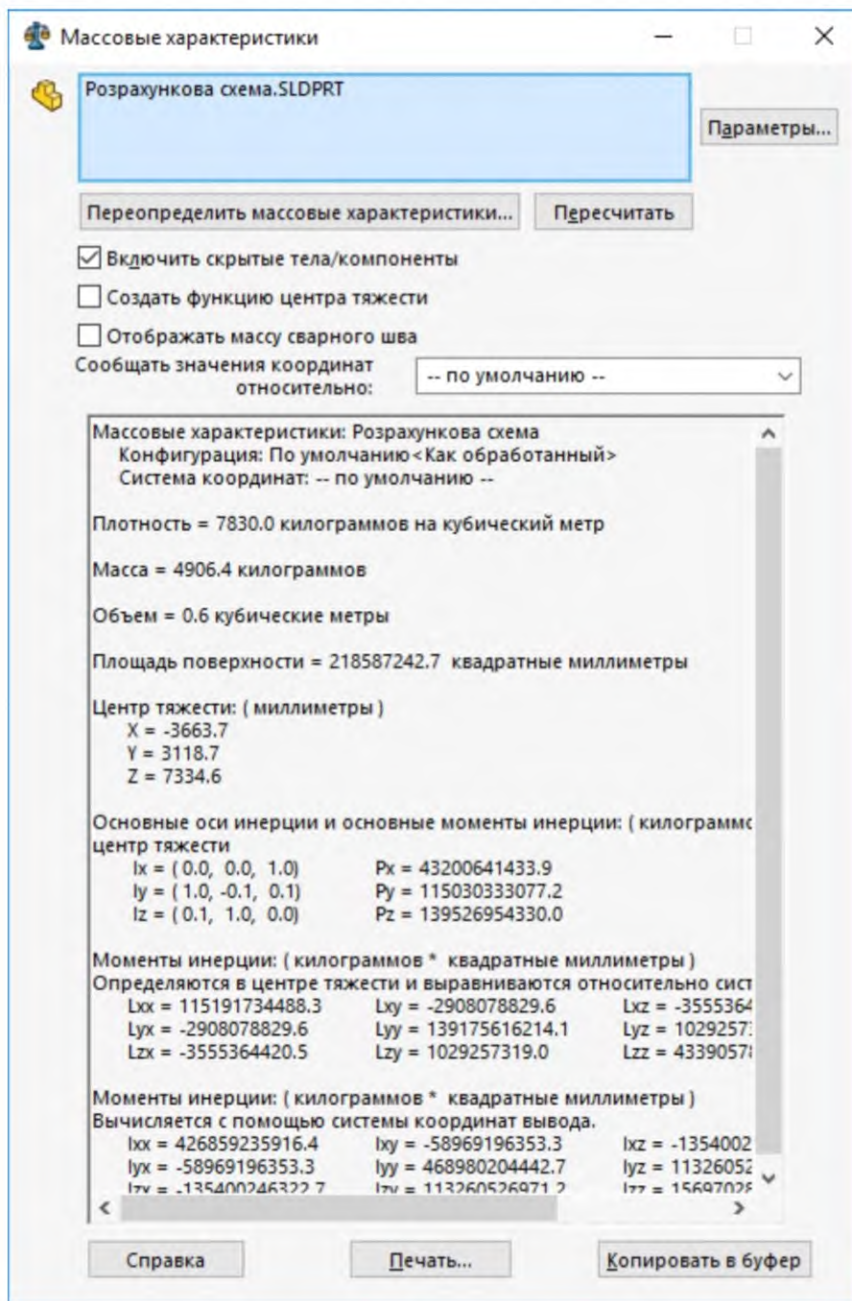


Рисунок 7 - Масові характеристики металевого каркасу, що досліджується

Аналіз результатів досліджень показав, що максимальні напруження елементів металевого каркасу, що досліджується, складають 131 МПа, при значенні границі матеріалу деталей конструкції 225 МПа, тобто має місце недонапруження майже вдвічі; максимальна деформація дорівнює

$f=21,419$ мм, при допустимій деформації 33мм; мінімальне значення коефіцієнту запасів міцності елементів металевого каркасу складає $n_T=1,68$. Величину коефіцієнта запасу міцності для сталей при статичному навантаженні беруть як $n_T = 1,3...1,5$. Таким чином має місце недовантаження елементів металевого каркасу, що досліджується та перевитрати матеріалу.

За допомогою спеціалізованого модулю «Solid Works Simulation» у САПР «Solid Works» виконано оптимізацію металевого каркасу конструкції, що досліджується, та наведено рекомендації по вибору параметрів та перерізів елементів металевого каркасу конструкції пункту авто мийки.

На рис. 8, 9 наведені ізометрія та масові характеристики оптимізованого металевого каркасу.

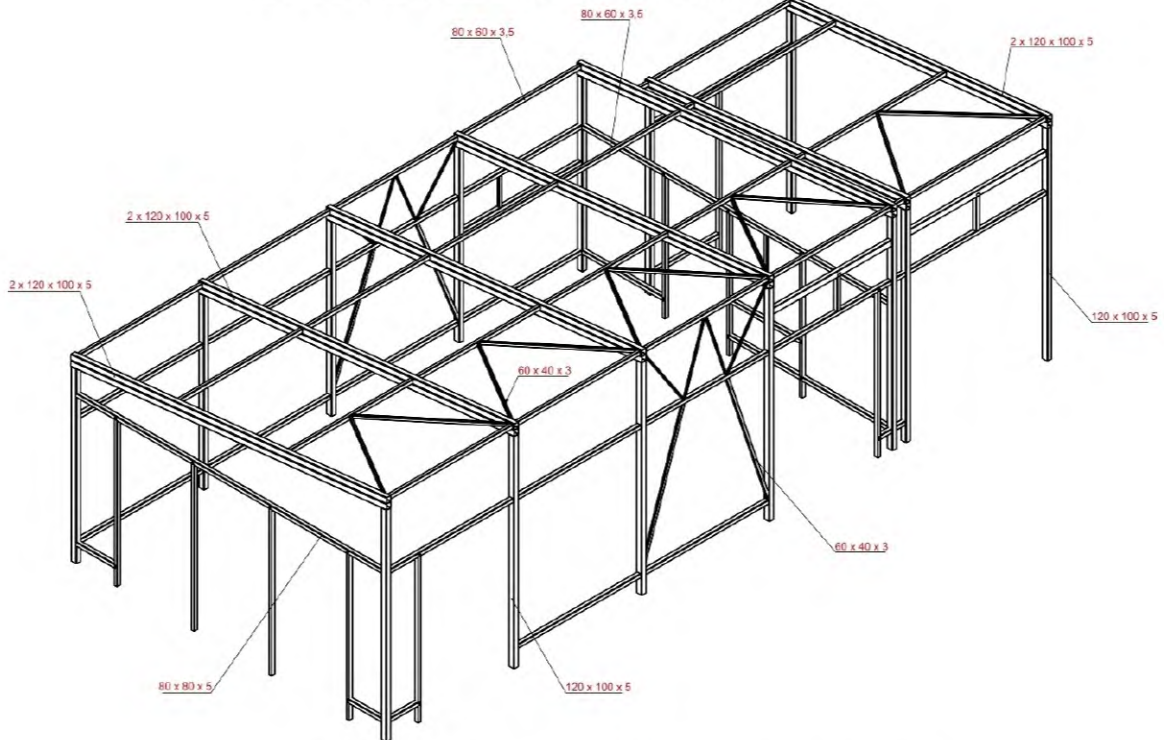
Ізометрія (після розрахунку)

Рисунок 8 - Ізометрія оптимізованого металевго каркасу

Для оптимізованного металевго каркасу також виконано комп'ютерне моделювання в середовищі САПР «Solid works 2013» для аналізу напружено-деформаційного стану. Результати досліджень наведено на рис.10,11,12.

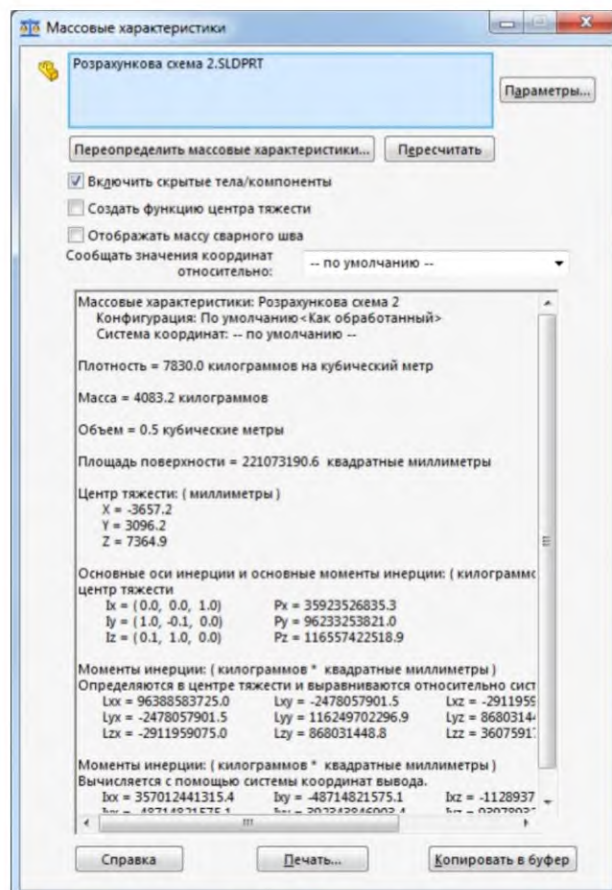


Рисунок 9 - Масові характеристики оптимізованого металевго каркасу

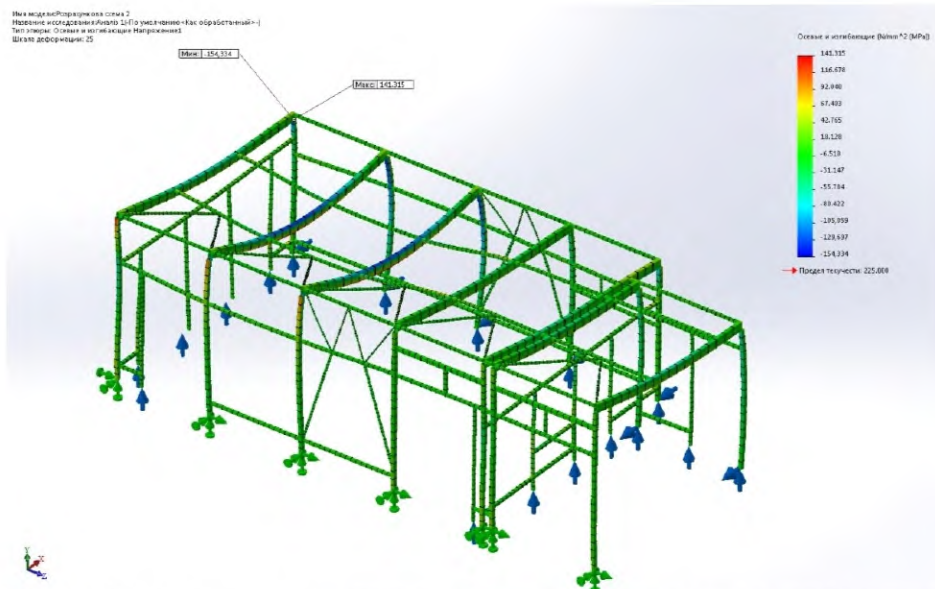


Рисунок 10 - Епюра осевих та згинаючих напружень в елементах оптимізованого металевого каркасу

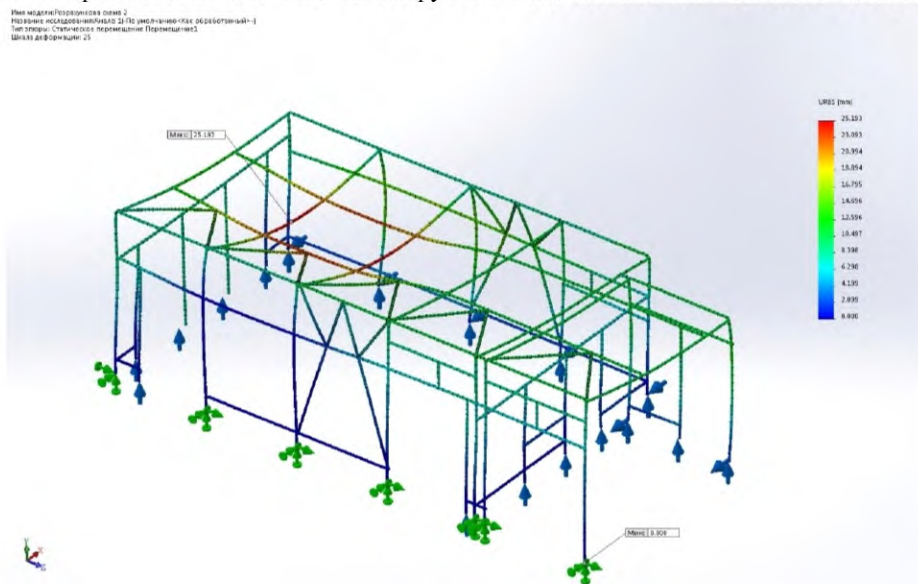


Рисунок 11 - Епюра переміщень елементів оптимізованої металевого каркасу конструкції

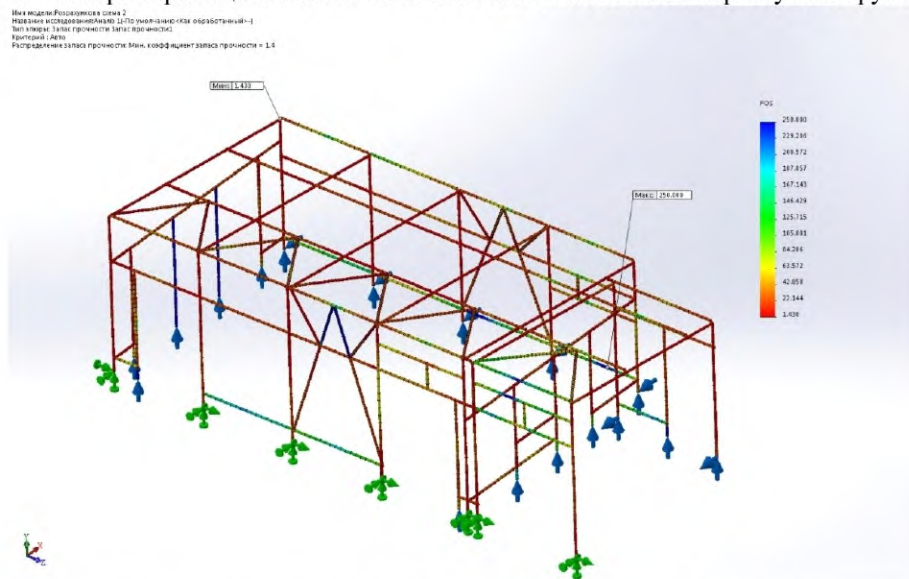


Рисунок 12 - Епюра запасів міцності елементів оптимізованого металевого каркасу конструкції

Аналіз наведених результатів дослідження оптимізованого металевого каркасу конструкції дозволяє зробити висновки:

максимальне напруження елементів металевого каркасу складає 141 МПа при границі міцності матеріалу 225 МПа; максимальна деформація дорівнює $f=25,19$ мм, допустима деформація складає 33мм, тобто умови цілісності металевій конструкції за другою групою граничних станів виконуються; мінімальне значення коефіцієнту запасів міцності елементів металевій конструкції складає $n_T=1,43$, що відповідає рекомендованому значенню коефіцієнта запасу міцності для сталей при статичному навантаженні

$$n_T = 1,3 \dots 1,5.$$

Порівняння масових характеристики металевого каркасу до та після оптимізації свідчать про те, що виконані дослідження та конструктивні впровадження дозволили знизити масу металоконструкції каркасу пункту авто мийки з 4906,4 кг до 4083,2 кг або на 16,7 8%, об'єм з 0,6 м³ до 0,5 м³ або на 16,6% при забезпеченні мінімального запасу міцності деталей ферми $n_T = 1,43$, що відповідає допустимим значенням.

За допомогою опціональних модулів SolidWorks виконано створення креслень металоконструкції каркасу пункту авто мийки, для експорту в систему САПР AutoCAD.

Таким чином мета роботи виконана.

Список літератури

1. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції. / За ред. Ф.Є. Клименка. Підручник 2-ге видання - Львів.: Світ, 2002. - 312 с.
2. Прерис А.М. SolidWorks. Учебный Курс. Питер, 2006. – 528 с.

УДК 624.014

АВТОМАТИЗАЦІЯ РОЗРАХУНКУ БОЛТІВ У ВУЗЛАХ ОБПИРАННЯ ПРОКАТНИХ БАЛОК

К.В. Кліменчук, магістрант гр. БІ-18 МЗ

В.А. Пашинський, д.т.н., професор

Центральноукраїнський національний технічний університет

З'єднання балок у сталевих балкових клітках часто виконуються на болтах нормальної точності (клас точності В). При бічному примиканні стінка другорядної балки чи балки настилу прикріплюється до ребра жорсткості головної балки. Методи розрахунку та конструювання з'єднань на болтах викладені в чинних нормах проектування сталевих конструкцій ДБН В.2.6-198:2014 [1], але ці норми, довідкова та навчальна література не містять рекомендацій щодо вибору раціонального класу міцності та діаметра болтів нормальної точності, які працюють на зріз у вузлах з'єднання балок сталевих балкових кліток.

З метою виявлення доцільних значень діаметра та класу міцності болтів, що використовуються для бічного прикріплення прокатних балок до ребер жорсткості головної балки, в середовищі Microsoft Excel реалізовані розрахунки болтових з'єднань згідно з вимогами ДБН [1]. На рисунку 1 зображений фрагмент розробленого розрахункового бланка, а нижче наведені пояснення щодо його структури та використання. Прикріплення кожного з прокатних двотаврів балкового типу із сортамента [2] розраховується на величину несучої здатності стінки за умови використання болтів діаметром 16, 20, 24, 30 і 36 мм. Результатом розрахунку є необхідна кількість і клас міцності болтів кожного з вказаних діаметрів.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S
9	Двот		Розміри двотавра в мм				Геометрія з'єднання					Максимум болтів			Прийнято болтів				
10	h	s	t	r	hw	Db	Ab	Do	Ск	Сс	nb	Qmax	Np	nb	Qmax	Np	Напр S	Болт	
11																			
72	23Б1	230	5,6	9,0	12	188	16	2,01	18	27	36	4	90,4	125,2	4	90,4	125,2	125,0	5,6
73							20	3,14	22	33	44	3	95,1	117,3	3	95,1	117,3	112,2	5,6
74		Сталь С245					24	4,52	26	39	52	3	85,7	140,8	3	85,7	140,8	70,3	5,6
75		Ry=	240	Rbp=	485		30	7,06	32	48	64	2	96,7	117,3	2	96,7	117,3	76,1	5,6
76		Run=	370	Gamb=	0,72		36	10,17	38	57	76	1	116,9	70,4	1	116,9	70,4	127,7	5,6
77																			
78	26Б1	258	5,8	8,5	12	217	16	2,01	18	27	36	5	102,5	162,0	4	117,1	129,6	161,8	5,6
79							20	3,14	22	33	44	4	104,1	162,0	4	104,1	162,0	92,1	5,6
80		Сталь С245					24	4,52	26	39	52	3	112,2	145,8	3	112,2	145,8	92,0	5,6
81		Ry=	240	Rbp=	485		30	7,06	32	48	64	2	123,5	121,5	3	97,7	182,3	51,2	5,6
82		Run=	370	Gamb=	0,72		36	10,17	38	57	76	2	113,8	145,8	2	113,8	145,8	62,2	5,6

Рисунок 1 – Фрагмент робочого аркуша Microsoft Excel для розрахунку болтового з'єднання

У комірках стовпців А...Е вводяться розміри двотаврового профіля з сортамента [2]: позначення профіля, висота двотавра h, товщина стінки s, товщина полицки t, радіус закруглення між полицкою та стінкою r. Під цими даними для кожного з профілів за даними ДБН [1] вводяться значення розрахункового опору сталі R_y, характеристичного значення межі міцності R_{un}, розрахункового опору зминанню стінок отворів під болти R_{bp} та коефіцієнта умов роботи болтового з'єднання при зминанні γ_b, обчисленого за формулами таблиці 16.4 ДБН [1].

У стовпці F обчислюється висота плоскої ділянки стінки за формулою

$$h_w = h - 2t - 2r. \quad (1)$$

У комірках стовпців G...S вводяться необхідні дані та виконуються розрахунки для прикріплення обраного двотавра болтами п'яти вказаних вище діаметрів. Для цього в комірках стовпців G, H заносяться діаметри болтів D_b та відповідні площі перерізу, а в

комірках стовпця I обчислюються діаметри отворів під болти D_o (на 2...3 мм більші від діаметра болта). У комірках стовпців J, K обчислюються мінімально допустимі відстані до краю плоскої частини стінки двотавра C_k та між центрами сусідніх болтів C_c :

$$C_k = 1,5 D_o, \quad C_c = 2 D_o. \quad (2)$$

Комірки стовпця L містять найбільші кількості болтів даного діаметра, які можна розмістити на стінці обраного двотавра. Вони дорівнюють цілій частині виразу

$$n_b = (h_w - 2 C_k) / C_c + 1. \quad (3)$$

У стовпці M обчислюється несуча здатність при зрізі стінки двотавра, ослабленої отворами під болти, за формулою

$$Q_{max} = 0,58 R_y s (h_w - n_b D_o). \quad (4)$$

У стовпці N обчислюється несуча здатність болтового з'єднання з умови зминання стінок отворів при найбільшій допустимій кількості болтів даного діаметра

$$N_p = n_b R_{bp} d_b \gamma_b. \quad (5)$$

Подальші розрахунки виконуються в інтерактивному режимі. Для цього у відповідну комірку стовпця O вводиться фактично прийнята кількість болтів у з'єднанні, яка не може перевищувати найбільшої допустимої кількості болтів даного діаметра. У стовпці P за формулою (4) обчислюється несуча здатність стінки двотавра при зрізі, а в стовпці Q – несуча здатність болтового з'єднання з умови зминання стінок отворів за формулою (5) при фактичній кількості болтів із стовпця O. Кількість болтів у стовпці O підбирається таким чином, щоб несуча здатність болтового з'єднання з умови зминання стінок отворів N_p перевищувала несучу здатність стінки двотавра при зрізі Q_{max} з мінімально можливим запасом. Якщо виконання цієї нерівності добитися не вдається, прикріпити даний двотавр болтами обраного діаметра неможливо.

У стовпці R обчислюються напруження зрізу в болтах при їх діаметрі, вказаному в стовпці G та кількості зі стовпця O, за формулою

$$\sigma_s = Q_{max} / (0,9 n_b A_b), \quad (5)$$

де Q_{max} – несуча здатність при зрізі стінки двотавра зі стовпця P;

n_b – фактично прийнята кількість болтів зі стовпця O;

A_b – площа перерізу болта зі стовпця H;

0,9 – коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання при зрізі.

За отриманими напруженнями зрізу у стовпці S автоматично обирається клас міцності болта, розрахунковий опір якого перевищує фактичні напруження зрізу (5). Якщо напруження зрізу (5) перевищують розрахунковий опір $R_{bs} = 420$ МПа для болтів класу міцності 12.9, з'єднання на болтах обраного діаметра запроєктувати неможливо.

Розроблений розрахунковий бланк дозволяє встановити кількості та класи міцності болтів різного діаметра, необхідні для прикріплення кожного з двотаврів з сортамента [2], та прийняти оптимальне рішення за критерієм вартості.

Список літератури

1. ДБН В.2.6-198:2014. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с.
2. ГОСТ 26020-83 Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент. М.: Госстандарт СССР, 1986. – 6 с.

УДК 624.014

АВТОМАТИЗОВАНЕ РОЗРОБЛЕННЯ СОРТАМЕНТУ ЗВАРНИХ ДВОТАВРІВ КОЛОННОГО ТИПУ

С.Л. Коваленко, *магістрант гр. БІ-18 М*

В.О. Семко, *д.т.н., професор*

Центральноукраїнський національний технічний університет

Центрально стиснуті колони з прокатних двотаврів колонного типу є поширеним проектним рішенням, технологічним та ефективним для невисоких колон під великі навантаження [1]. Недоліком прокатних двотаврів є великі кроки зміни характеристик існуючого сортаменту, що може привести до перевитрат сталі. Проведені дослідження показали, що крок зміни площі поперечного перерізу двотаврів колонного типу за ГОСТ 26020-83 [2], яка визначає стійкість колон і металоємність конструкцій, у середньому дорівнює 12% і може сягати 22%. Додатковою проблемою є неможливість придбання усіх типорозмірів прокатних двотаврів, вказаних в сортаменті [2].

Дана робота ставить за мету розроблення сортаментів зварних двотаврів, які забезпечать можливість заміни прокатних двотаврів колонного типу та більш ефективного підбору перерізів центрально стиснутих колон.

Для заміни прокатних двотаврів колонного типу [2] розроблений сортамент зварних двотаврів, використання яких не вимагатиме зміни проекту. Заміняючий сортамент зварних колонних двотаврів розроблений з використанням спеціального розрахункового бланка в середовищі Microsoft Excel, де реалізовані такі передумови:

- Габаритні розміри (висота й ширина полицки) заміняючого зварного двотавра встановлені рівними габаритним розмірам відповідного прокатного профілю.
- Товщини полицок і стінки вибрані за стандартом на листовий прокат [3] так, щоб усі геометричні характеристики поперечного перерізу зварного двотавра були не меншими, ніж характеристики відповідного прокатного двотавра і була забезпечена місцева стійкість стінки й полицки згідно з вимогами ДБН В.2.6-198:2014 [4].

У результаті реалізації вказаних передумов розроблено сортамент з 18 зварних двотаврів, які можуть замінити відповідні прокатні двотаври з сортаменту [2] з гарантією загальної стійкості стержня колони, місцевої стійкості стінки і міцності поясних швів. Порівняння геометричних характеристик розроблених перерізів з характеристиками відповідних прокатних двотаврів виконане в таблиці 1.

Таблиця 1 – Межі зміни та середні значення відхилень геометричних характеристик поперечних перерізів зварних двотаврів від характеристик прокатних

Геометричні характеристики перерізів	Значення відхилень у відсотках		
	найменше	найбільше	середнє
Площа поперечного перерізу	-0,05	13,10	3,43
Момент інерції відносно осі X	0,09	14,00	5,28
Момент опору відносно осі X	0,07	14,12	5,28
Радіус інерції відносно осі X	-0,18	2,11	0,88
Момент інерції відносно осі Y	2,83	21,17	10,67
Момент опору відносно осі Y	2,82	21,23	10,71
Радіус інерції відносно осі Y	0,85	5,58	3,41

Більш раціональним рішенням є розроблення розширеного сортаменту зварних двотаврів колонного типу з більшою кількістю профілів, регульованим кроком зміни характеристик поперечного перерізу та з максимально тонкими полочками й стінками, встановленими з умов забезпечення місцевої стійкості. Розроблення цього сортаменту базується на таких передумовах та вимогах до запроєктованих профілів:

- повністю охопити й розширити область зміни геометричних характеристик поперечних перерізів прокатних двотаврів колонного типу за ГОСТ 26020-83 [2];
- мати менші градації зміни геометричних характеристик перерізів, ніж чинний сортамент прокатних двотаврів колонного типу;
- мати максимально можливу з умов місцевої стійкості [4] ширину полочок при заданій площі перерізу, що забезпечить збільшення радіуса інерції відносно осі Y;
- забезпечити місцеву стійкість полочок і стінки із найбільш міцної сталі С 295, яка реально може використовуватися для виготовлення центрально стиснутих колон;
- відповідати стандартним товщинам універсального листового прокату, а також конструктивним вимогам щодо співвідношень товщини полочки та стінки.

Регулювання кроку зміни характеристик поперечного перерізу здійснюється шляхом послідовного встановлення бажаної площі перерізу двотавра A_i через площу перерізу попереднього профілю A_{i-1} за формулою

$$A_i = A_{i-1} (1,04 + 3/A_{i-1}). \quad (1)$$

Формула (1) забезпечує послідовне зростання площі перерізу малих двотаврів приблизно на 25%, а двотаврів найбільших перерізів – на 4%. Переважна більшість кроків приросту площі не перевищує 8% при середньому значенні 7,4%.

Виходячи з вимог [4] до місцевої стійкості полочок та стінки центрально стиснутих елементів двотаврового перерізу, з урахуванням розрахункового опору сталі С 295, рівного $R_y=295$ МПа, та максимального використання несучої здатності стержня отримана формула для визначення найбільшої можливої ширини полочки

$$b_f = 2,75\sqrt{A}. \quad (2)$$

де A – бажана площа поперечного перерізу за (1).

Методика компоновання поперечних перерізів тонкостінних зварних двотаврів колонного типу реалізована у формі розрахункового бланка Microsoft Excel, у якому визначається бажана площа перерізу за (1), встановлюються розміри перерізу, виконуються перевірки місцевої стійкості полочок і стінки згідно з вимогами [4] та обчислюються геометричні характеристики поперечного перерізу за точними формулами опору матеріалів [5]. З урахуванням розрахункового опору листової сталі С 295 та повного використання несучої здатності стержня колони встановлені гранично допустимі значення умовної гнучкості стінки 1,3 та полочки – 0,36. При компонованні поперечного перерізу розміри його елементів призначаються таким чином:

- ширина полочки b_f – за формулою (2) з округленням до сантиметра;
- товщина стінки t_w і полочки t_f – з урахуванням стандартної товщини листового прокату [3], площі поперечного перерізу (1) та вимог [4] до їх місцевої стійкості;
- висота двотавра – рівною ширині полочки $h = b_f$, а висота стінки $h_w = h - 2 t_f$;
- товщина полочки і стінки забезпечують виконання конструктивної вимоги $t_f \leq 3 t_w$.

За викладеною методикою розроблено сортамент зварних двотаврів колонного типу. Сортамент, містить усі розміри та геометричні характеристики, необхідні для розрахунків елементів сталевих конструкцій. Межі зміни основних характеристик поперечних перерізів відображені в таблиці 2.

Таблиця 2 – Межі зміни основних характеристик зварних колонних двотаврів

Характеристики	Найменше значення	Найбільше значення
Висота двотавра, мм	100	790
Ширина полицки, мм	100	790
Товщина полицки, мм	5	40
Товщина стінки, мм	3	25
Площа перерізу, см ²	12,7	809,5
Маса одного погонного метра, кг	10,1	641,7
Момент інерції відносно осі X, см ⁴	244	964157
Момент опору відносно осі X, см ³	48,8	24409
Радіус інерції відносно осі X, см	4,38	34,51
Момент інерції відносно осі Y, см ⁴	83,4	328785
Момент опору відносно осі Y, см ³	16,7	8324
Радіус інерції відносно осі Y, см	2,56	20,15

З таблиці 2 видно, що розроблений сортамент зварних двотаврів колонного типу складається з 60 профілів з висотою і шириною полицки від 100 мм до 790 мм та площею поперечного перерізу від 12,7 см² до 809,5 см². Характеристики перерізів розробленого сортаменту у 2...3 рази перевищують характеристики сортаменту прокатних колонних двотаврів. Утричі збільшена кількість профілів (60 замість 18 в сортаменті [2]) дозволить більш точно підбирати поперечні перерізи колон і таким чином зменшити надлишкові запаси стійкості. Окрім того, в розробленому сортаменті наявно 10 двотаврів, менших від мінімального в сортаменті [2] профілю 20 К1 з площею поперечного перерізу 52,8 см². Це розширить можливості розробленого сортаменту зварних колонних двотаврів щодо їх використання при невеликих поздовжніх силах і висотах колон.

Ефект від упровадження розробленого сортаменту оцінений за результатами експериментального проектування зварних і прокатних колон при різних комбінаціях висоти в межах від 2 м до 14 м та навантаження в межах від 500 кН до 7000 кН. З урахуванням обмежень сортаменту прокатних двотаврів [2] для цього діапазону конструктивних параметрів запроєктовано 73 прокатних та 112 зварних колон. У 61 випадку з 73 (84%) зварні колони виявилися легшими від прокатних. Економія сталі від заміни прокатних колон зварними змінюється від -13,8% до +45,2% і в середньому складає +7,3%. Це вказує на доцільність використання розробленого сортаменту зварних двотаврів при проектуванні центрально стиснутих колон.

Список літератури

1. Клименко Ф. Є., Барабаш В. М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції: / За ред. Ф.Є Клименка : Підручник. – 2-ге видання, випр. і доп. – Львів: Світ, 2002. – 312 с..
2. ГОСТ 26020-83. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент.
3. ГОСТ 82-70 (СТ СЭВ 2884-81). Прокат стальной горячекатаный широкоугольный универсальный.
4. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України, 2014.
5. Писаренко Г.С. Опір матеріалів: Підручник // Г.С. Писаренко, О.Л. Квітка, Е.С. Уманський; За ред. Г.С Писаренка. – 2-ге вид., доповн. і переробл. – К.: Вища школа, 2004 – 655 с.

УДК 624.014

КОНСТРУКТИВНІ ТА ВАГОВІ ПАРАМЕТРИ ЦЕНТРАЛЬНО СТИСНУТИХ ЧОТИРИГІЛКОВИХ КОЛОН

С.В. Погребиський, магістрант гр. БІ-18 М

В.А. Пашинський, д.т.н., професор

Центральноукраїнський національний технічний університет

Сталеві центрально стиснуті колони наскрізного перерізу доцільно використовувати при порівняно малих навантаженнях і великій висоті [1, 2]. Досить раціональною конструкцією є наскрізні колони з чотирьох кутників, з'єднаних планками або решітками. Їх ефективність обумовлюється можливістю збільшення габариту в плані, що забезпечує отримання великих радіусів інерції при невеликих площах поперечного перерізу. Нормативна, довідкова й навчальна література [1, 2, 3] не дає чітких рекомендацій щодо раціонального вибору конструктивних параметрів таких колон та області раціонального використання залежно від значень висоти та навантаження. Робота [4] містить результати пошуку оптимальних конструктивних параметрів та аналізу металоємності чотиригілкових колон на планках. В даній статті наведені результати аналогічних досліджень центрально стиснутих колон з чотирьох кутників на решітках, схема якої зображена на рисунку 1. Гілки колони з'єднуються трикутною решіткою з кутом нахилу розкосів $35^\circ \dots 55^\circ$. Конструктивно решітка виконується з одиночних кутників, приварених до гілок однією полчиною. При необхідності зменшення гнучкості гілки встановлюються додаткові стійки.

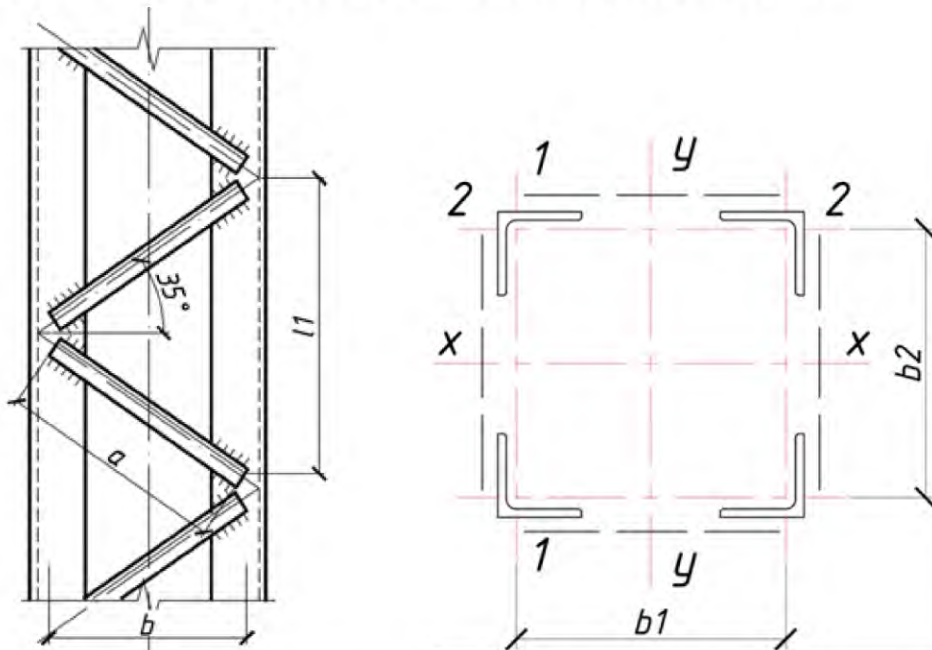


Рисунок 1 – Конструктивна схема чотиригілкової колони на решітках

Завданнями досліджень є виявлення оптимального габариту перерізу та витрат сталі на стержень колони в залежності від діючого навантаження та висоти колони. По аналогії з роботою [4], ці завдання розв'язані шляхом експериментального проектування колон при всіх можливих комбінаціях навантаження в межах від 1 МН до 9 МН та висоти колон в межах від 4 м до 20 м.

Експериментальне проектування виконане з використанням розробленого в середовищі Microsoft Excel розрахункового бланка, де реалізована перевірка стійкості елементів чотиригілкових колон на решітках за методикою ДБН В.2.6-198:2014 [3]. У

результаті розрахунку встановлюються такі розміри й вагові характеристики стержня кожної колони:

- габарит поперечного перерізу (відстань між обушками кутників гілок);
- відстань між вузлами решітки уздовж стержня колони;
- перерізи гілки, розкосу та стійки решітки (ширина й товщина полички кутника);
- гнучкості та умовні гнучкості гілки, розкосу та стійки решітки, приведена гнучкість стержня колони в цілому, а також коефіцієнти використання стійкості;
- витрати сталі на гілки, решітку та погонна маса стержня колони в кг/м.

Вказані результати розрахунку дозволяють оптимізувати конструктивне рішення колони при заданих значеннях її висоти L та навантаження (осьової сили) N . Критерієм оптимізації є мінімальні витрати сталі, виражені погонною масою стержня колони.

Для пошуку оптимального габариту перерізу, який забезпечує мінімальні витрати сталі на колону при відомих значеннях висоти й навантаження, виконане експериментальне проектування колон з висотою $L = 4, 8, 12, 16, 20$ м під навантаження $N = 1, 3, 5, 7, 9$ МН. Для кожної комбінації L і N розглянуто декілька значень габариту перерізу з кроком зміни 5 см, що дозволило виявити габарит з мінімальними витратами сталі на колону. Усього виконано 270 розрахунків колон, з яких вибрано 25 оптимальних значень габариту перерізу та відповідні їм значення погонної маси стержня колони. Отримані за результатами експериментального проектування значення оптимального габариту перерізу (в сантиметрах) наведені в таблиці 1, а відповідні маси погонного метра колони (в кілограмах) вказані в таблиці 2. Для порівняння в лівих частинах таблиць 1 і 2 за даними роботи [4] наведені відповідні значення габариту перерізу та погонної маси чотиригілкових колон на планках.

Таблиця 1 – Оптимальні значення габариту перерізу чотиригілкових колон в мм

N МН	Колони на планках при висоті					Колони на решітках при висоті				
	4 м	8 м	12 м	16 м	20 м	4 м	8 м	12 м	16 м	20 м
1	40	50	55	70	75	30	40	50	60	65
3	50	60	50	70	80	45	65	75	85	95
5	60	60	55	75	85	55	85	100	115	130
7	60	65	75	70	90	60	90	110	120	135
9	70	60	60	80	100	65	95	115	125	145

В таблиці 1 жирним курсивом відмічені менші з двох варіантів конструкції значення габариту поперечного перерізу колон. Колони на решітках мають менший габарит перерізу, ніж колони на планках, при малих значеннях висоти ($L = 4$ м) та навантаження ($N = 1$ МН), що складає 9 випадків з 25 розглянутих. В усіх інших випадках менший габарит перерізу мають колони на планках, що обумовлюється істотним зростанням зусиль в планках, їх перерізу та витрат сталі при збільшенні відстані між гілками. Отже, при необхідності економити площу забудови (наприклад, всередині приміщень) більш вигідними є колони на планках.

За витратами сталі практично в усіх випадках більш економічними є колони на решітках, що видно з таблиці 2. Найбільші відсотки зменшення маси (понад 20%) спостерігаються при малих навантаженнях та великій висоті колон. Збільшення навантаження та зменшення висоти колон зменшує різницю у витратах сталі на колони з решітками й планками практично до нуля.

Таблиця 2 – Погонна маса стержнів чотиригілкових колон в кг/м

N МН	Колони на планках при висоті					Колони на решітках при висоті				
	4 м	8 м	12 м	16 м	20 м	4 м	8 м	12 м	16 м	20 м
1	50	57	61	68	71	46	50	51	51	56
3	141	147	157	168	176	126	130	130	134	143
5	223	233	249	262	274	208	211	213	236	243
7	315	319	332	356	374	292	298	302	304	314
9	392	405	426	447	467	396	402	405	415	424

З таблиць 1 і 2 видно, що оптимальний габарит перерізу та погонна маса стержня зростають при збільшенні навантаження та висоти колони. На зростання габариту перерізу істотно впливає як навантаження, так і висота колони. Погонна маса стержня мало залежить від висоти колони, але істотно зростає при збільшенні навантаження. Наведені в таблицях 1 і 2 залежності габариту перерізу B та погонної маси g колони з чотирьох кутників на решітках від її висоти L в метрах та навантаження N в меганьютонах описані аналітичними виразами:

$$B = 1,65 \sqrt[3]{N} \sqrt{L} - 3,6 \text{ см}; \quad (1)$$

$$g = 0,30 L + 39,9 N + 0,174 L N + 7 \text{ кг/м}, \quad (2)$$

числові коефіцієнти яких підібрані методом найменших квадратів [5] з використанням функції Microsoft Excel "Пошук рішення".

Відхилення апроксимуючої формули (1) від фактично отриманих результатів експериментального проектування знаходяться в межах $-7,6\% \dots +11,5\%$, а для формули (2) не виходять за межі $-19,0\% \dots +8,2\%$. Це вказує на достатню точність апроксимуючих формул (1), (2) та можливість їх використання для визначення оптимального габариту перерізів та для попереднього прогнозування металоемності колон з чотирьох кутників на решітках.

Отримані результати дозволяють при проектуванні центрально стиснутої колони з чотирьох кутників на решітках встановлювати габарит перерізу, який забезпечить мінімальну металоемність, а також попередньо оцінювати витрати сталі на колону за відомою висотою та навантаженням.

Список літератури

1. Клименко Ф. Є., Барабаш В. М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції: / За ред. Ф.Є Клименка : Підручник. – 2-ге видання, випр. і доп. – Львів: Світ, 2002. – 312 с.
2. Металлические конструкции. Учебник для студентов высших учебных заведений / Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатъева и др.; под редакцией Ю.И. Кудишина. 10-е издание. – М.: Издательский центр "Академия", 2007. – 688 с.
3. ДБН В.2.6-198:2014. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с.
4. Горбань І.В. Комп'ютерна оптимізація параметрів чотиригілкових колон на планках // Досвід впровадження в навчальний процес сучасних комп'ютерних технологій : Збірник матеріалів VI студентського науково-практичного семінару. – Кропивницький: ЦНТУ, 2018. – С. 37-39.
5. Вентцель Е.С. Теория вероятностей. – М.: Наука. – 1969. – 576 с.

УДК 624.042.5

АНАЛІЗ ТЕРИТОРІАЛЬНОЇ МІНЛИВОСТІ ПАРАМЕТРІВ ТЕМПЕРАТУРИ ПОВІТРЯ НА ТЕРИТОРІЇ УКРАЇНИ

М.Р. Семендяєв, *магістрант гр. БІ-18 МЗ*

В.А. Пашинський, *д.т.н., професор*

Центральноукраїнський національний технічний університет

Температура атмосферного повітря враховується при виконанні теплотехнічних розрахунків огорожувальних конструкцій та при проектуванні міської забудови. Необхідні для цього середні й розрахункові значення температури повітря, а також тривалості холодного та спекотного періодів наведені в ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 "Будівельна кліматологія" [1]. Таблиця ДСТУ містить дані для 57 міст України, у тому числі лише для трьох міст Кіровоградської області. Кліматичні параметри в інших місцевостях необхідно визначати за даними найближчого з міст, наявних в [1]. Проблема полягає в тому, що формальна географічна близькість не гарантує близькості кліматичних умов, а тому визначення параметрів температури повітря за даними ДСТУ [1] часто стає суб'єктивним рішенням проектувальника.

Більш достовірні результати можна отримати з урахуванням даних декількох метеостанцій, близьких до будівельного майданчика. В науковій літературі [2, 3] опубліковані методи узагальнення даних суміжних метеостанцій, які дозволяють досить достовірно встановити значення навантажень і впливів для довільної географічної точки. Для практичного використання цих методів у процесі проектування необхідно створити необхідну базу даних з параметрів температури повітря та реалізувати необхідні обчислення на комп'ютері.

Мета даної роботи полягає у тому, щоб розробити й реалізувати інженерну методику визначення розрахункових параметрів температури повітря в довільній географічній точці Кіровоградської області за даними метеостанцій регіону.

У якості вихідних даних для використана інформація з таблиці 2 ДСТУ [1], у якій наведено 25 розрахункових параметрів температури атмосферного повітря:

- середні місячні температури повітря для 12 місяців року;
- середні добові амплітуди температури для 12 місяців року (25 метеостанцій);
- середня річна температура повітря;
- температури найхолоднішої доби із забезпеченостями 0,98 і 0,92;
- температури найхолоднішої п'ятиденки із забезпеченостями 0,98 і 0,92
- температура найжаркішої доби із забезпеченістю 0,95;
- температура найжаркішої п'ятиденки із забезпеченістю 0,99;
- тривалість періоду із середньодобовою температурою, меншою за 8°C, та середня температура протягом цього періоду.

Дослідження базується на використанні запропонованого в статті [3] методу площинної інтерполяції за даними локальної мережі метеостанцій. Суть цього методу полягає у тому, що тенденція територіальних змін кліматичного параметра описується площиною, побудованою методом найменших квадратів за даними метеостанцій, розміщених в околі проектної точки. Значення кліматичного параметра для проектної точки обчислюється з рівняння побудованої площини. Такий підхід урахує зміни кліматичних параметрів по території і разом з тим підвищує надійність результатів за рахунок осереднення даних обраної локальної мережі метеостанцій.

Рівняння площини, яка відображає зміни кліматичного фактору Z в околі проектної точки, можна записати у вигляді

$$Z = A + B \cdot X + C \cdot Y, \quad (1)$$

де X, Y – координати метеостанції чи проектної точки;

A, B, C – параметри, визначені за даними локальної мережі метеостанцій.

Координати метеостанцій та проектної точки X, Y можуть задаватися у вигляді прямокутних координат в кілометрах відносно умовно обраного центра, або значеннями географічної довготи й широти місцевості в градусах. Параметри A, B, C визначаються методом найменших квадратів [4] за даними усіх метеостанцій з околу проектної точки. Кількість метеостанцій повинна бути не меншою від трьох, оскільки за двома точками неможливо побудувати площину (1).

Для виконання розрахунків у середовищі Microsoft Excel створено розрахунковий бланк, який містить базу даних з температури повітря для 57 метеостанцій України, наявних в ДСТУ [1]. Для кожної метеостанції вказані такі дані: номер за загальноукраїнською нумерацією, назва метеостанції (міста України), географічна довгота й широта в градусах, висота над рівнем моря в метрах, відстань до обраної проектної точки у кілометрах. Після введення координат проектної точки здійснюється формування локальної мережі метеостанцій з автоматизованою вибіркою необхідних даних. Процес формування локальної мережі відображається на схематичній карті, де зображені усі 57 метеостанцій України та відмічаються жирними крапками метеостанції, включені до локальної мережі. Після цього відбувається визначення коефіцієнтів формули (1) для усіх 25 розрахункових параметрів температури з використанням функції "Пошук рішення", обчислення розрахункових параметрів за формулою (1) для проектної точки та метеостанцій сформованої локальної мережі, а також їх відхилень від фактичних даних.

Досвід обчислень для декількох проектних точок з різних географічних зон України за локальними мережами метеостанцій, розміщених у радіусі 100...300 км від проектної точки, дозволив зробити такі висновки:

1. Гірські й приморські метеостанції, температурний режим яких сильно відрізняється від режиму довколишньої території, не варто включати до локальної мережі.
2. За критерієм стабілізації прогнозних оцінок параметрів температури повітря встановлено, що для обчислень слід формувати локальну мережу з метеостанцій, розміщених на відстані до 200...250 км від проектної точки.
3. При коректному формування локальної мережі метеостанцій метод площинної апроксимації забезпечує визначення основних розрахункових параметрів температури атмосферного повітря з похибками в межах 10%.
4. Реалізований та проаналізований в даній роботі метод площинної апроксимації можна використати також для оцінювання інших кліматичних параметрів, зокрема кліматичних навантажень на будівельні конструкції.

Список літератури

1. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. – К., 2011. – 101 с.
2. Пашинський В.А. Способи територіального районування кліматичних навантажень / В.А. Пашинський, М.В. Пашинський, В.В. Пашинський // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: Атлант, 2016. – Випуск № 64. – С. 103-109.
3. Пашинський В.А. Методика визначення кліматичних навантажень в заданій географічній точці / В.А. Пашинський, С.О. Карпушин, М.В. Пашинський // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2018. – Вип. № 71. – С. 68-72. фаховий збірник
4. Вентцель Е.С. Теория вероятностей. – М.: Наука. – 1969. – 576 с.

УДК 622.73:621.926

КОМП’ЮТЕРНЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ БАРАБАНА ТРУБНОГО МЛИНА

М.І. Свистун, магістрант гр. МБ(ДМ)18

В.А. Настоящий, канд.техн. наук, професор

Центральноукраїнський національний технічний університет

Мета роботи полягала у моделюванні напруженого стану барабана трубного млина довжиною 15 м з для визначення статичних напружень, деформацій, що діють на металоконструкцію барабана, коефіцієнта запасу міцності та оптимізації металоконструкції.

Барабан трубного млина (рис. 1) розглядався як порожниста балка на двох опорах (рис.2) [1].

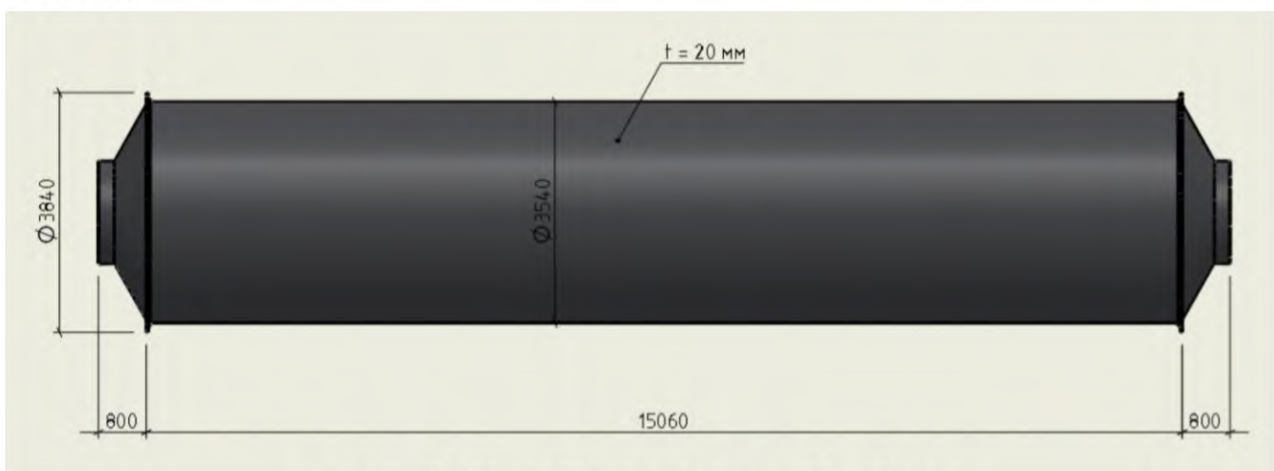


Рисунок 1 - Загальний вигляд барабана трубного млина.

На корпус барабана діють сила ваги барабана, яку визначаємо як вагу порожнього сталевго циліндру, сила ваги футеровки і сила ваги кульового завантаження, які визначаємо згідно з рекомендаціями [1]. Розрахункова схема барабана трубного млина наведена на рис.2

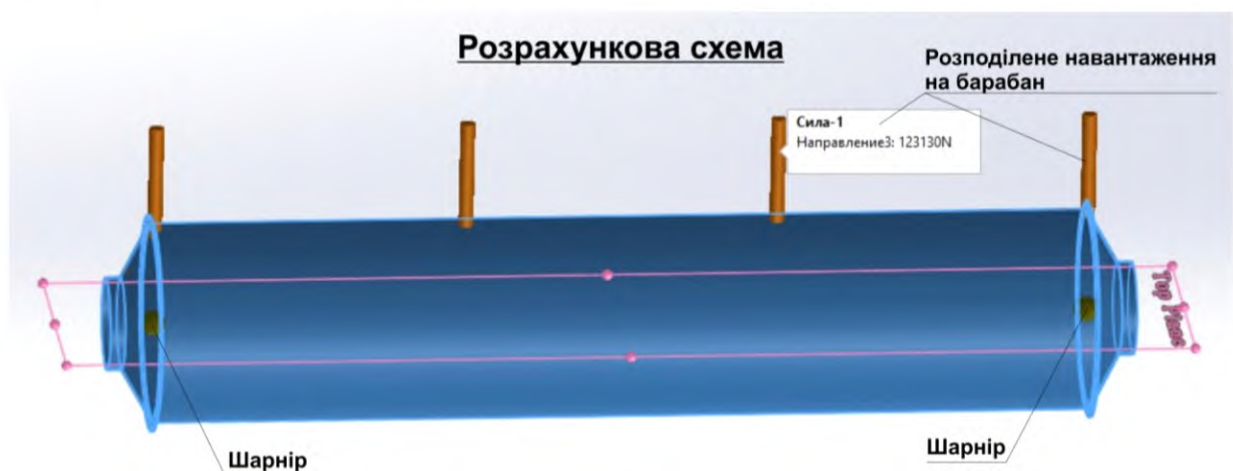


Рисунок 2 - Розрахункова схема барабана трубного млина

Навантаження від ваги барабана, ваги гумової футерівки і ваги кульового завантаження вважаємо рівномірно розподіленою по довжині барабана [1].

Після визначення навантажень з метою оптимізації металоконструкції було виконано комп'ютерне моделювання барабана в середовищі САПР «Solid works 2013» (рис.3,4).

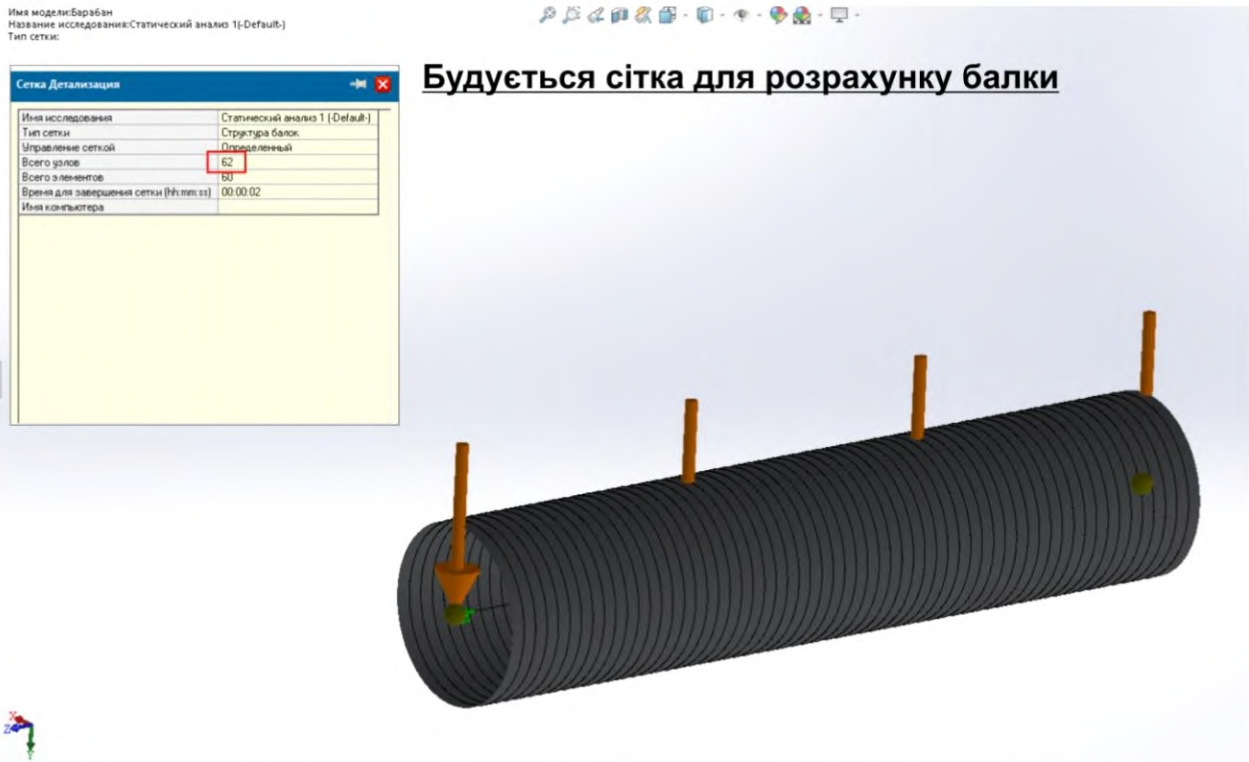


Рисунок 3 - Побудова сітки в середовищі САПР «Solid works 2013» для розрахунку барабана.

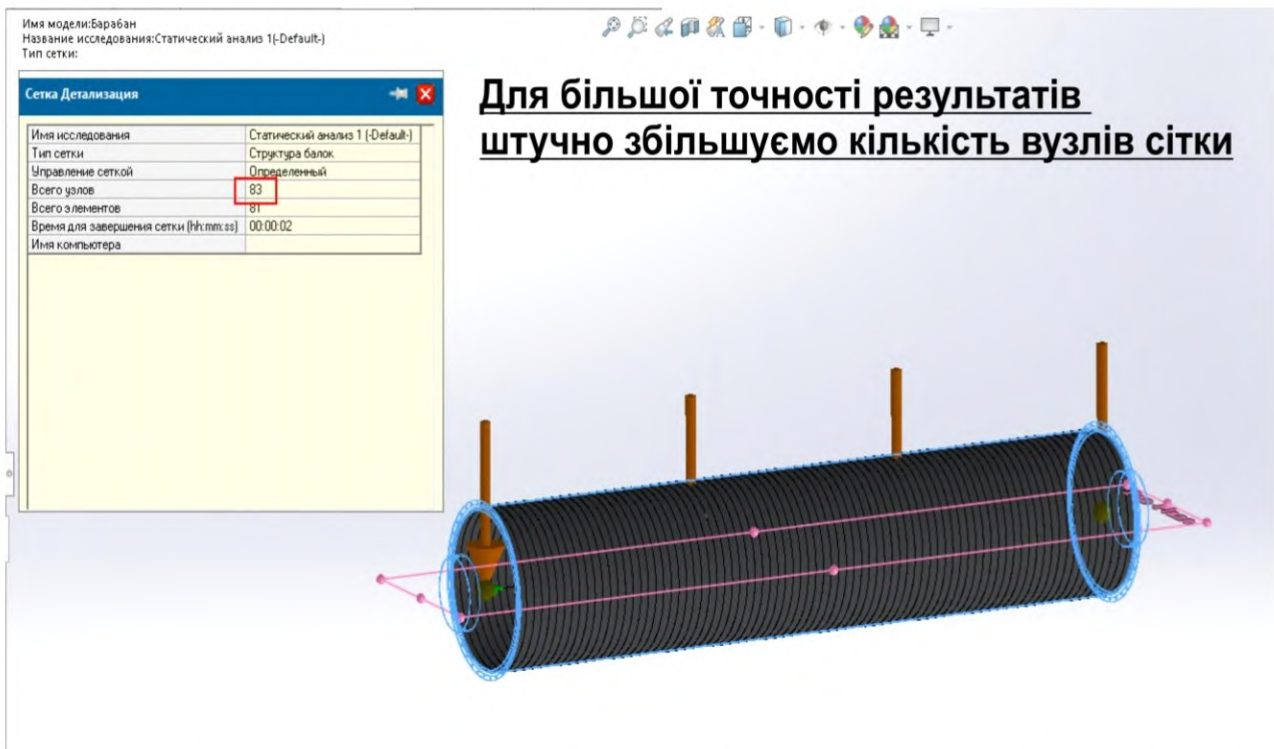


Рисунок 4 - Збільшення кількості вузлів сітки в середовищі САПР «Solid works 2013» для більшої точності результатів.

Результати розрахунків барабана трубного млина наведено на рис. 5, 6, 7.

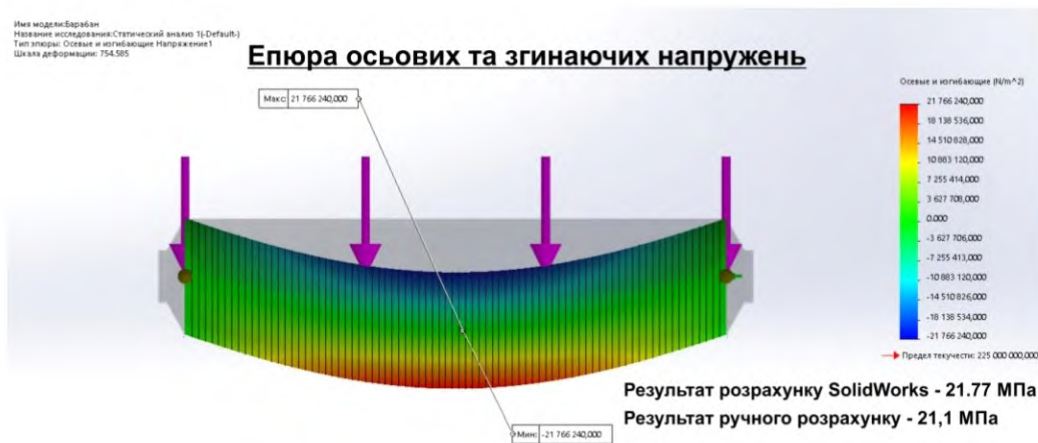


Рисунок 5- Визначення напружень барабана трубного млина

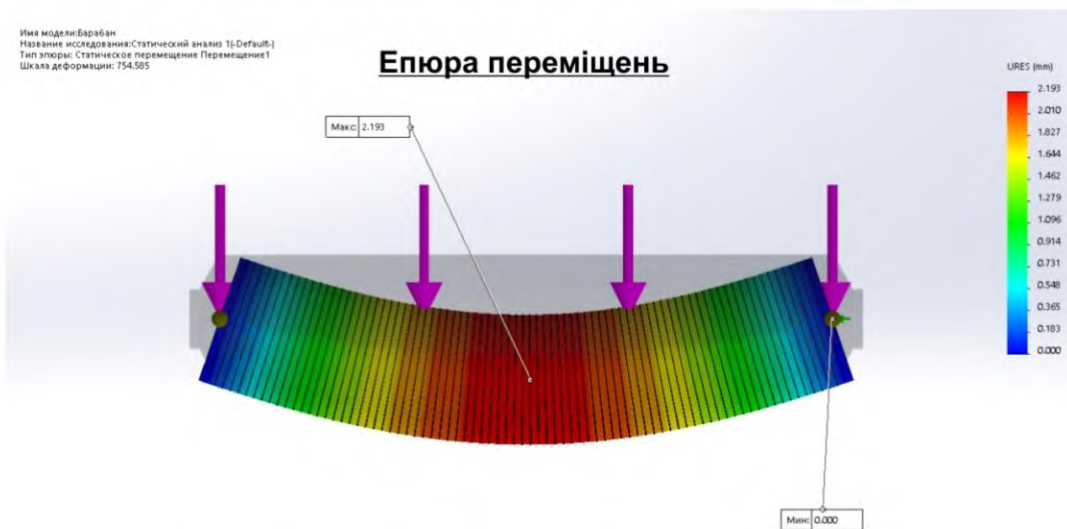


Рисунок 6 - Визначення деформацій барабана трубного млина



Рисунок 7 - Визначення запасу міцності барабана трубного млина

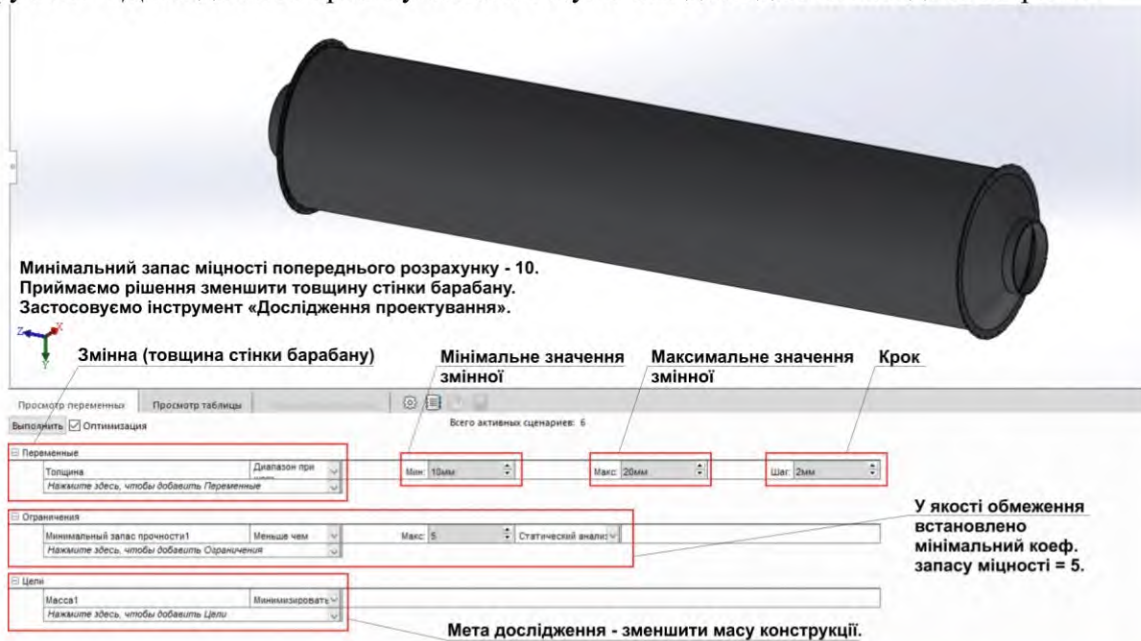
Аналіз розрахунків показує, що для барабана трубного млина максимальні напруження дорівнюють $\sigma = 21,77$ МПа, при цьому $[\sigma]$ - межа міцності для сталі Ст.3 – матеріалу корпусу барабана складає 160 МПа, тобто умови міцності за першою групою граничних виконуються. Максимальний прогин барабану складає $f = 2,193$ мм, відносний прогин f_0 , м/м = $f/L = 0,002193/15 = 0,00015$.

Допустимий відносний прогин для барабана становить $[f_0] = 0,0003$ [1]

Отже, відносний прогин барабана не перевищує допустиму межу.

Мінімальний коефіцієнт запасу міцності складає $n=10,337$, що значно перевищує рекомендовані значення $[n]=2...2,5$

Приймаємо рішення зменшити товщину стінки барабана, для чого застосовуємо інструмент «Дослідження проектування». Результати досліджень наведено на рис. 8



Г'мя компонента	Одиниці	Початкова	Оптимальна	Сценарій1	Сценарій2
Товщина	mm	20	10	10	12
Мінімальний запас міцності1		10.337119	5.212608	5.212608	6.244526
Маса1	г	34889.476950	20604.297536	20604.297536	23467.845181
Г'мя компонента	Одиниці	Сценарій 3	Сценарій 4	Сценарій 5	Сценарій 6
Товщина	mm	14	16	18	20
Мінімальний запас міцності1		7.272929	8.297822	9.319218	10.337119
Маса1	г	26328.136945	29185.172828	32038.952830	34889.476950

Рисунок 8 - Результати досліджень визначення оптимальної товщини стінки барабана.

Аналіз розрахунків показує, що товщина стінки барабана трубного млина може бути прийнята 16 мм, при цьому маса барабана знижується з 34890 кг до 29185 кг, тобто на 16,4% при забезпечені коефіцієнт запасу міцності $n= 8,3$.

Список літератури

1. Барабани млини: основи конструювання, розрахунків та експлуатації / Настоящий В.А., Франчук В.П., Солових Є.К. –Кіровоград , КНТУ, 2008. –175 с.
2. Прерис А.М. SolidWorks. Учебный Курс. Питер, 2006. – 528 с.

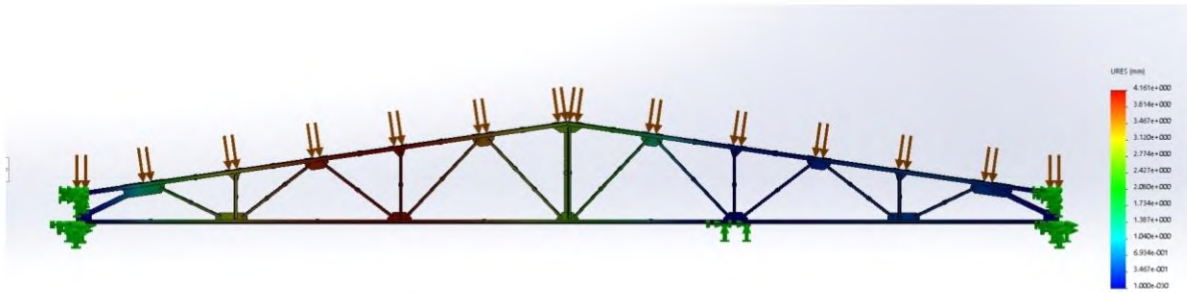


Рисунок 3 - Результати визначення деформацій деталей ферми

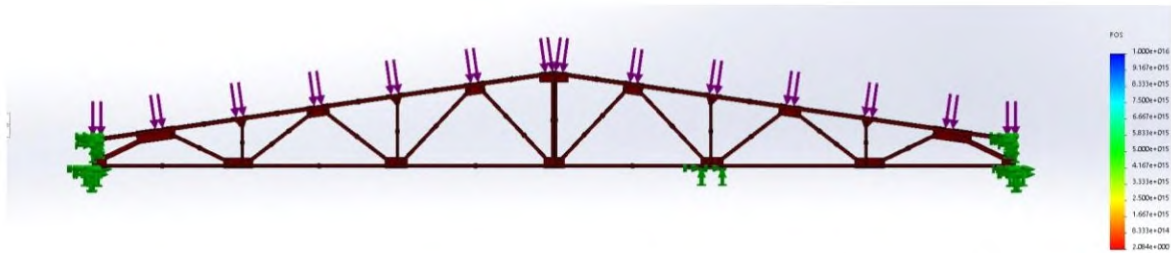


Рисунок 4 - Результати визначення коефіцієнта запасу міцності деталей ферми

Аналіз результатів показує, що мінімальні значення коефіцієнта запасу міцності деталей ферми складають $n=2.1$, що дещо перевищує рекомендовані, тому було прийнято рішення змоделювати ферму в середовищі САПР «Solid works 2017» для зниження масових характеристик деталей ферми і оптимізації коефіцієнта запасу міцності.

На рис. 5,6,7,8,9 представлені результати досліджень.

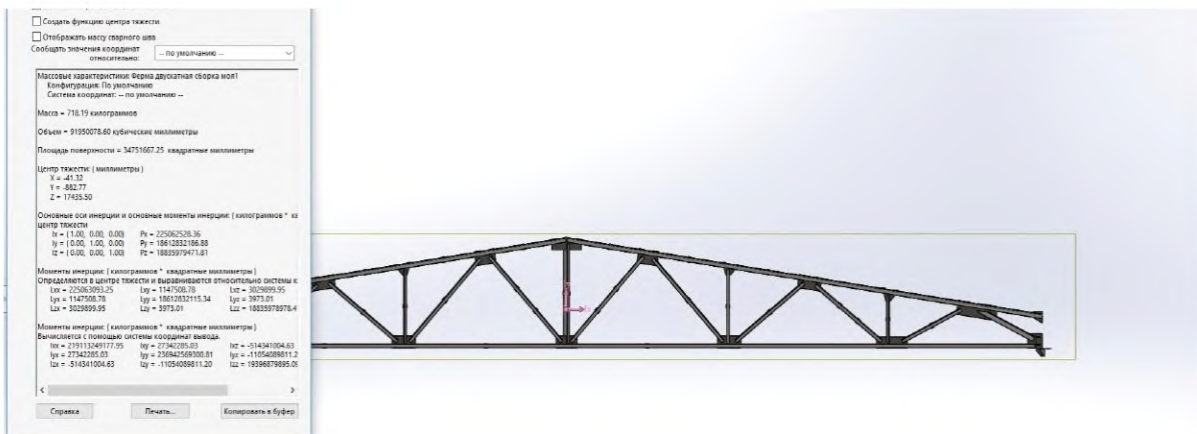


Рисунок 5 - Масові характеристики ферми до оптимізації

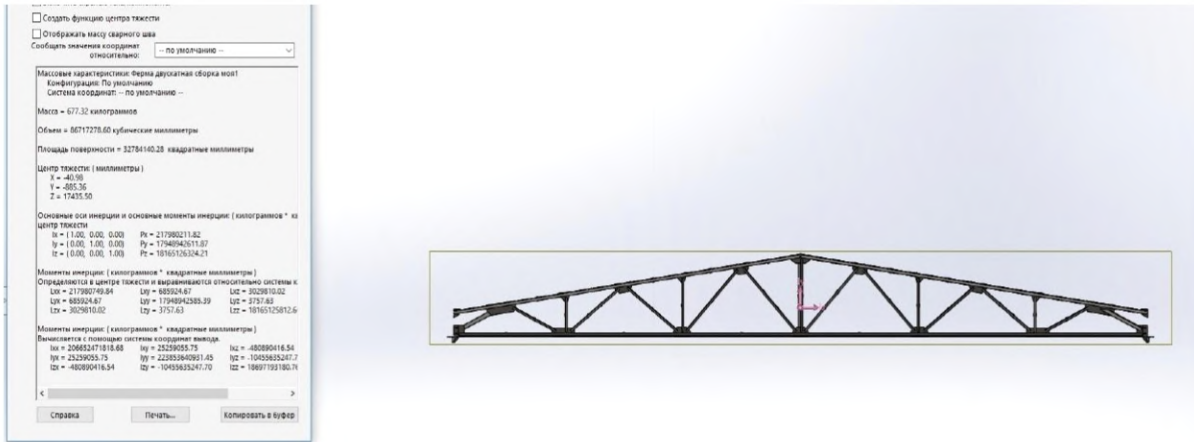


Рисунок 6 - Массовые характеристики фермы после оптимизации

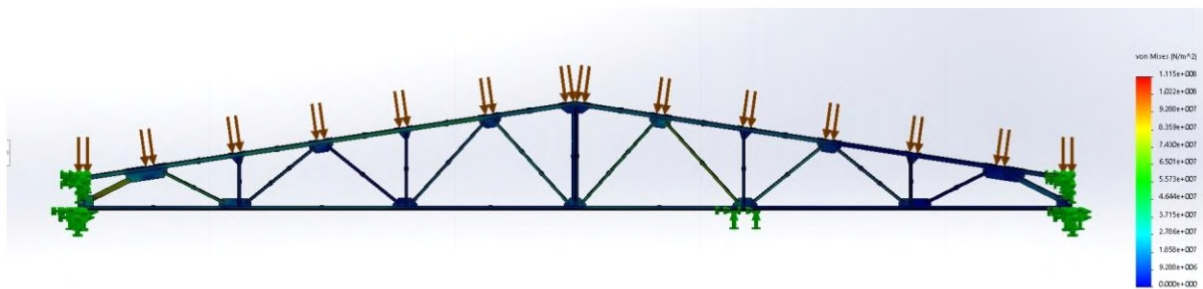


Рисунок 7 - Результаты определения напряжений в деталях фермы после оптимизации

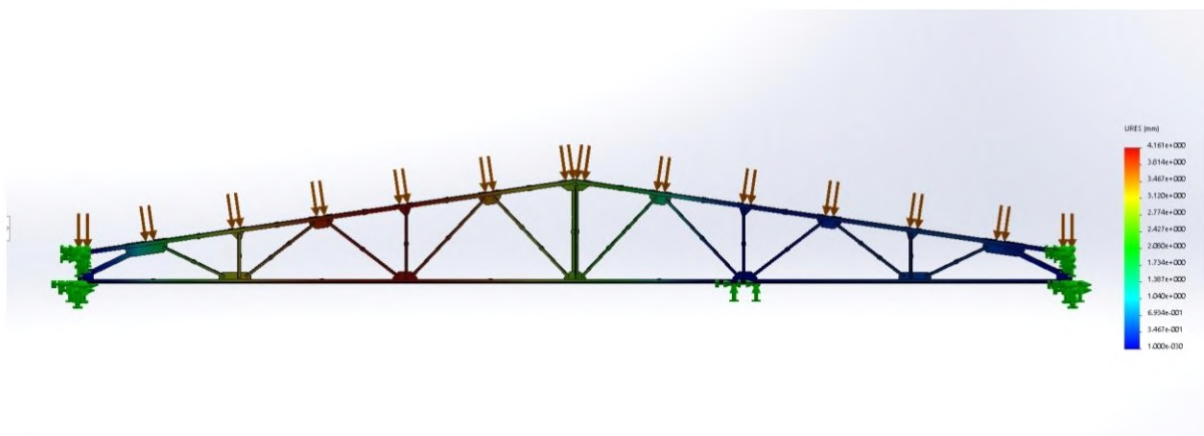


Рисунок 8 - Результаты определения деформаций деталей фермы после оптимизации

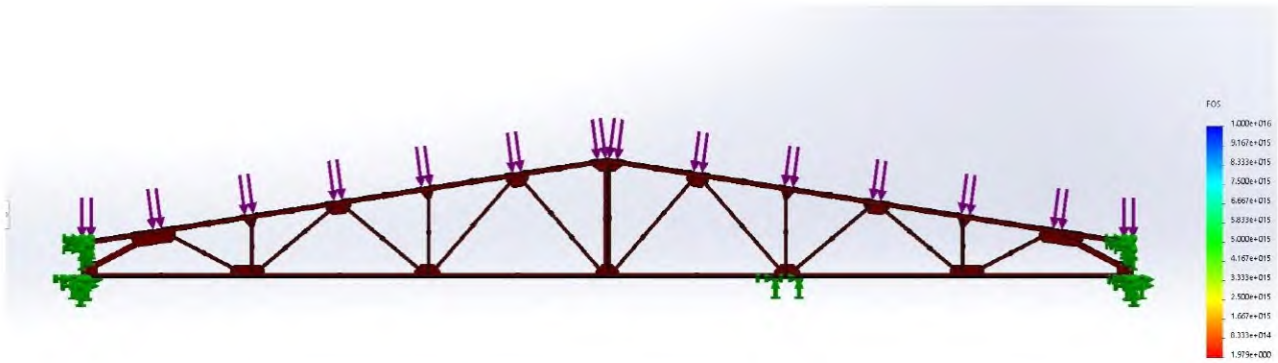


Рисунок 9 - Результати визначення коефіцієнта запасу міцності деталей ферми після оптимізації

Аналіз наведених результатів дозволяє зробити висновки:

максимальне напруження має місце в центральному стояку і складає 115 МПа при границі міцності матеріалу 225 МПа, мінімальне напруження складає 9,2 МПа; максимальна деформація ферми має місце в центрі і складає 0,0416 згідно «Таблиць навантажень» наведених на сайті «prolyte.com и stagemarket.ru.», мінімальні допустимі прогини ферм довжиною 18 м в залежності від форми навантажень складають 0,212 м; мінімальне значення коефіцієнту запасу міцності деталей оптимізованої ферми складає 1,98 що відповідає допустимим значенням [1].

Таким чином проведені дослідження дозволили рекомендувати знизити масу ферми з 718,19 кг до 677,32 кг або на 6%, об'єм з 0,0920 м³ до 0,0867 м³ або на 6% при забезпеченні мінімального запасу міцності деталей ферми $n=2,0$, що трохи перевищує, але відповідає допустимим значенням [1].

На рис. 10. представлена конструкція металевої ферми після оптимізації.

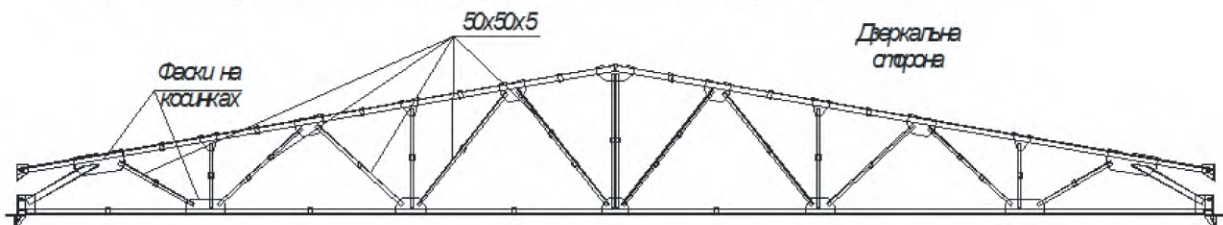


Рисунок 10 - Конструкція металевої ферми після оптимізації

Оптимізована конструкція ферми прийнята для подальшого проектування

Список літератури

1. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції. / За ред. Ф.Є. Клименка. Підручник 2-ге видання - Львів.: Світ, 2002. - 312 с.

УДК 621.873:531.3

ЗАЛЕЖНІСТЬ ВЕЛИЧИНИ ПРИСКОРЕНЬ ВІЗКА МОСТОВОГО КРАНА ВІД ДОПУСТИМИХ КОНТАКТНИХ НАПРУЖЕНЬ

А.С. Карпушин *ст. гр. БД-25*

Національний університет Львівська політехніка

В.І. Пантілієнко, *доц., канд. техн. наук,*

ДНВЗ Придніпровська державна академія будівництва та архітектури

С.О. Карпушин, *доц., канд. техн. наук*

Центральноукраїнський національний технічний університет

Аналіз перехідних процесів електроприводу візків мостових кранів з урахуванням розгойдування вантажу при їх пуску або гальмуванні повинен розглядатись як динамічний об’єкт, закони якого досліджуються методами теоретичної механіки, дослідженнями у теорії електричних машин, системі керування, математичних методів аналізу та синтезу розроблених у теорії керування.

Виявленню фізико-механічних особливостей електроприводу візків мостових кранів методами математичного моделювання та аналізу перехідних процесів з урахуванням розгойдування вантажу під час пуску або гальмування присвячена робота [1].

Розглянута в [1] задача дозволяє вдосконалити процес керування динамічними процесами у режимах пуску або гальмування і зменшити перевантаження у гнучких, пружних (канатах) елементах з врахуванням розгойдування вантажу на канаті.

Цілю статті є встановлення можливості вдосконалення процесу керування динамічними процесами у режимах пуску або гальмування і зменшення перевантажень у гнучких та кружних органах візків мостових кранів за рахунок зміни матеріалів коліс.

Як і в [1] спочатку проведемо розрахунки без врахування каната.

Радіус приведення

$$\rho = \frac{R}{i_p} \quad (1)$$

де R - радіус колеса; i_p - передаточне число редуктора.

Для знаходження прискорень в процесі пуску механізму необхідно знати момент статичного опору пересування візка [2]

$$M_C = \frac{(m_b + m_z)g(\mu d_{ц} / 2 + k)}{i_p \eta_p}, \quad (2)$$

де m_b , m_z – маси візка і вантажу; μ - коефіцієнт тертя в цапфі, $d_{ц}$ - діаметр цапфи; k - коефіцієнт тертя кочення.

Нами [3] доведено, що для підшипників кочення формула (2) може бути записана у вигляді

$$M_C = \frac{2(m_b + m_z)gk}{i_p \eta_p}. \quad (2a)$$

Якщо у формулі (1) радіус колеса знаходиться із колетантної теорії Герца [4], то величина k в формулі (2a) знаходиться тільки експериментально.

Власне, відомо [5,6], що коефіцієнт тертя кочення k залежить від статичної півширини плями контакту b , але наявність в цих формулах коефіцієнта гістерезисних витрат зводить на нівець практичне використання цих формул.

В [3] ми отримали аналітичну залежність для визначення коефіцієнта тертя кочення, яка утримує тільки загальноприйняті механічні константи і розміри контактуючих тіл кочення.

При початковому лінійному контакті

$$k = 0,225be^{-1,2R} \quad (3)$$

Формула (3) отримана нами експериментально-аналітично і доведено, що коефіцієнт гістерезисних витрат визначається експонентою.

Нагадаємо, що півширина плями контакту при цій схемі дотику, при коефіцієнті Пуассона рівному 0,3, однакових величинах модуля пружності і при умові рівномірного розподілу навантажень на колеса [4]

$$b = 1,526 \sqrt{\frac{(m_6 + m_3)gk}{4BE}} \quad (4)$$

де В-ширина головки рейки.

Оскільки контактні напруження повинні бути рівними допустимим, то радіус колеса складе

$$R = \frac{0,175(m_6 + m_3)gE}{4B[\sigma]^2} \quad (5)$$

Таким чином, радіус приведення

$$\rho = \frac{0,175(m_6 + m_3)gE}{4Bi_p[\sigma]^2} \quad (6)$$

Зміни радіуса приведення від величини допустимих контактних напружень при $m_6=14000$ кг; $m_3=9580$; $i_p=24$; $B=40$ мм; $E=2,1 \cdot 10^5$ МПа показані на рис. 1; тут ж показані зміни моменту статичного опору при $\eta_p=0,95$.

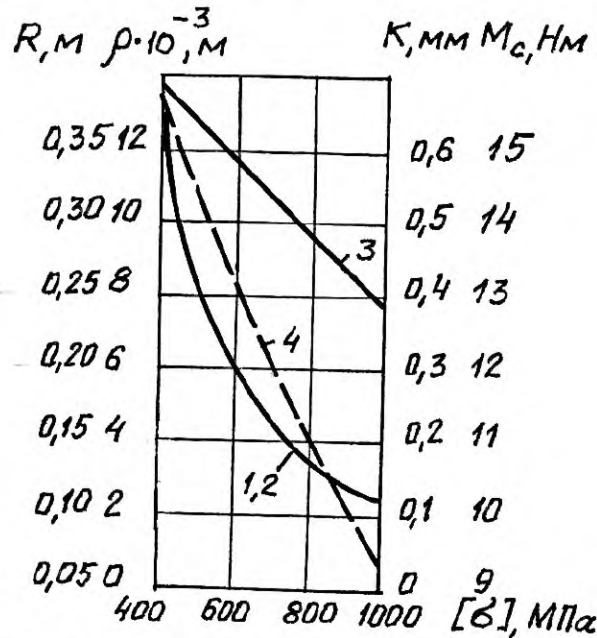


Рисунок 1 – Залежність від допустимих контактних напружень: 1 – радіуса приведення; 2 - радіуса колеса; 3 - коефіцієнта тертя кочення; 4 - статичного моменту.

Оскільки допустимий момент двигуна [1]

$$M_{\text{доп}} = I_c \zeta_{\text{доп}} + M_c,$$

де $\zeta_{\text{доп}} = a_{\text{доп}} / \rho$ - приведенне значення допустимого прискорення; $a_{\text{доп}}$ - задане лінійне прискорення вантажу; $I_c = I_{\text{об}} + I_{\text{ос}} + (m_6 + m_3)\rho^2$ - сумарний приведений момент інерції; $I_{\text{об}} + I_{\text{ос}}$ -

момент інерції двигуна і деталей, які обертаються то зрозуміло, що він буде теж залежати від допустимих контактних напружень.

Залежність $M_{\text{доп}}$ від допустимих контактних напружень при $a_{\text{доп}} = 0,25 \text{ м/с}^2$; $I_{\text{доп}} + I_{\text{об}} = 0,228 \text{ кгм}^2$ показана на рис.2.

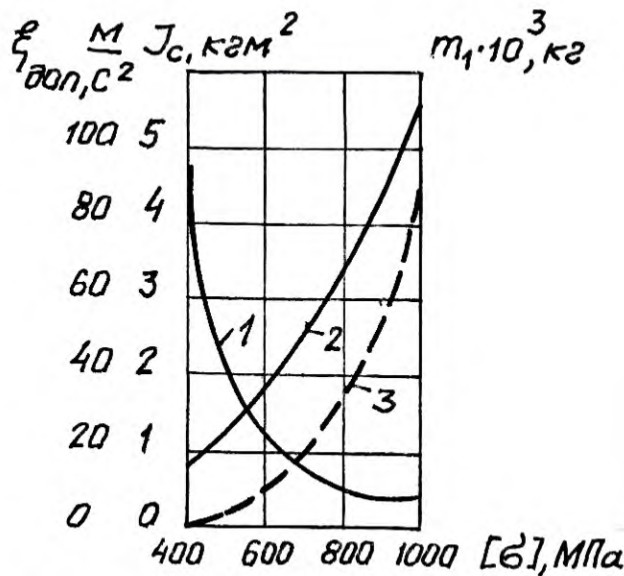


Рисунок 2 – Залежність від величини допустимих контактних напружень між колесом візка і рейкою; 1- сумарно приведенного моменту інерції; 2- приведенного значення допустимого прискорення; 3 – маса візка та приведенного до швидкості візка моменту інерції частин, які обертаються.

Для отримання більш точного алгоритму визначення допустимого моменту двигуна у процесі пуску або гальмування необхідно скласти розрахункову схему механічної частини приведену до швидкості поступального руху. При цьому приведена маса візка

$$m_1 = m_e + \frac{I_{\text{доп}} + I_{\text{об}}}{\rho^2} . \quad (8)$$

Маючи на увазі, що еквівалентна жорсткість

$$C_{12} = \frac{m_e g}{h} , \quad (9)$$

де h – довжина каната запишемо вираз для частоти вільних коливань

$$\Omega_{12} = \sqrt{\frac{C_{12}(m_1 + m_e)}{m_1 m_e}} . \quad (10)$$

залежності (9) і (10) від $[\sigma]$ графічно подані на рис.2.

Максимальне прискорення вантажу

$$a_{\text{max}} = 2\zeta_{\text{сеп}}\rho = 2a_{\text{сеп}} . \quad (11)$$

Таким чином, щоб максимальне прискорення дорівнювало допустимому, необхідно зменшити $a_{\text{сеп}}$ у два рази, то δ_{mv}

$$a_{\text{сеп.доп}} = \zeta_{\text{сеп}} \frac{\rho}{2} . \quad (12)$$

Підставивши це значення у формулу середнього прискорення, допустиме, за умовою задачі обмеження максимального лінійного прискорення вантажу

$$M_{\text{доп}}^I = a_{\text{сеп.доп}} \frac{I_C}{\rho} + M_C \quad (13)$$

Графік зміни лінійного прискорення у процесі пуску при $M_{\text{доп}}$ і $M_{\text{доп}}^I$ представлені на рис. 3.

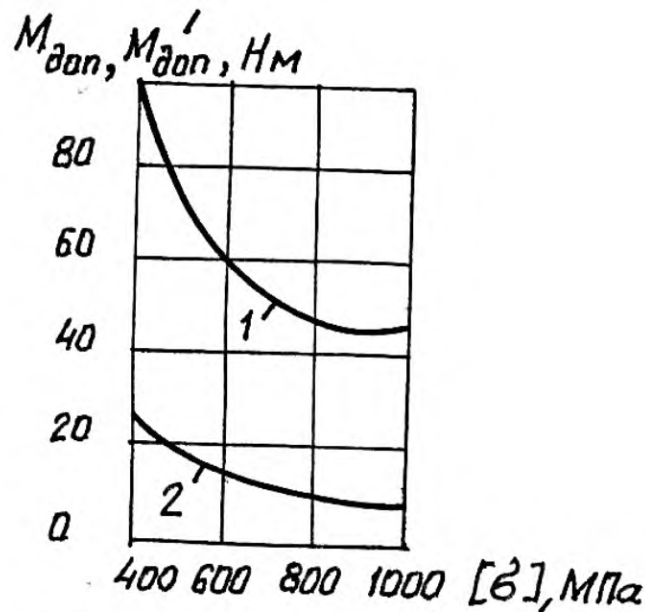


Рисунок 3 – Залежність від допустимих контактних напружень: 1- допустимого моменту двигуна без врахування гнучкого органу (каната); 2 - те ж з урахуванням гнучкого органу.

Висновки:

- величина допустимих контактних напружень між ободом ходового колеса і рейкою візків мостових кранів суттєво впливають на величину статичного моменту, зменшуючись зі збільшенням допустимих напружень і при $[\sigma]=400$ МПа;
- допустиме приведенне прискорення збільшується зі збільшенням величини допустимих контактних напружень, сягаючи різниці у п'ять разів при $[\sigma]=400$ і $[\sigma]=1000$ МПа;
- допустимий момент двигуна зменшується зі збільшенням величини допустимих контактних напружень, особливо різко при $[\sigma]=400\dots 600$ МПа.

Список літератури

1. Ловейкин В.С., Човнюк Ю.В., Діктерук М.Г. Методи математичного моделювання та аналізу механічних перехідних процесів електроприводів вантажопідійомних (мостових) кранів з урахуванням розгойдування вантажу при їх пуску/гальмуванні // Гірничі, будівельн., дорож. та меліорат. маш. №64, 2004.-С. 20-32.
2. Справ очник по кранам: В 2 т. Т.2/Александров М.П., Гохберг М.М., Ковин А.А. и др.. – Л.: Машиностроение, 1988.-559 с.
3. Бондаренко Л.М., Довбня М.П., Ловейкін В.С. Деформаційні опори в машинах.- Дніпропетровськ: РВА Дніпро – VAL, 2002,-200 с.
4. Справочник по сопротивлению материалов/Писаренко Г.С., Яковлев А.П., Матвеев В.В,-К.: Наук. Думка, 1988.-736 с.
5. Tabor В. The mechanism of rolling friction: the elasticrange.Proc.Roy.Soc. Ser. A. Vol. 229, 1955.-P. 198-211.
6. Джансон К. Механика контактного взаимодействия.М.:Мир,1989. -510 с.

УДК 624.155.152

ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОЦЕСУ ВИТРАМБУВАННЯ ПОГЛИБЛЕНЬ В ГРУНТІ

Д.С. Шевченко, ст. гр. БМО-18МП

В.І. Пантєлієнко, доц., канд. техн. наук,

ДНВЗ Придніпровська державна академія будівництва та архітектури

С.О. Карпушин, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

У практиці будівництва для влаштування фундаментів без виїмки ґрунту широко застосовуються методи витрамбування і виштампування. Під витрамбуванням мається на увазі утворення поглиблення шляхом спрямованого скидання з певної висоти трамбовки, що має форму майбутнього поглиблення, а під виштампуванням - утворення поглиблення шляхом забивання штампа-шаблону на необхідну глибину з наступним витяганням його з ґрунту.

Отримане поглиблення заповнюють бетоном або в нього встановлюють збірний елемент. Енергія і кількість ударів штампа визначаються необхідною глибиною поглиблення і типом ґрунту.

При виштампуванні або витрамбуванні під поглибленням і навколо нього утворюється ущільнена зона. Це забезпечує можливість передачі на ущільнений ґрунт значних вертикальних і горизонтальних навантажень.

Використання зазначених методів дозволяє скоротити (в 3...6 разів) об'єм земляних робіт в порівнянні з традиційними методами устроїв котлованів. Наявність ущільненої зони в основі і навколо бокових стінок поглиблення дозволяє значно зменшити розміри фундаментів і знизити витрату бетону в 1,2...2 рази, а арматури - в 1,4...4 рази. [9,10].

В роботах [1-5] викладено прикладну теорію і розрахунки ударних систем, динамічний взаємозв'язок трубчастого дизеля і молота. Моделювання процесів взаємодії зі звичайними робочими органами дорожно-будівельних машин. В роботі [6] пропонуються конструкції машин і механізмів для утворення поглиблень в ґрунті виштампуванням. Запропонована методика визначення їх основних параметрів. В роботах [7-15] дослідження процесу занурення різноманітних будівельних елементів у ґрунтову основу і представлені конструкції механізмів, що застосовуються для здійснення процесу занурення. Дослідження робочих процесів занурення та виштампування в різноманітних ґрунтах [16-24].

Витрамбування поглиблень здійснювалось робочими органами з постійним об'ємом занурюваної частини $V=200\text{см}^3$, при такій глибині занурення робочих органів відношення глибини занурення до середнього діаметру було приблизно рівним $h/d_{cp}=1,5$. Таке співвідношення відповідає фундаментам мілкового закладу. Робочі органи виконані з різними кутами конусності, відповідно кутам конусності які застосовуються в практиці будівництва трамбовок.

У експериментальних дослідженнях використовувався ґрунт з фізико-механічними властивостями, близькими до властивостей просадочних ґрунтів, що займають близько 15% території України в різних регіонах. Фізико-механічні властивості використовуваного ґрунту: щільність в сухому стані $\rho_s=1,5...1,6\text{г/см}^3$, пористість $n=38...42\%$, вологість $W=6...8\%$, ступінь вологості $S=0,26...0,32$.

Параметри в лабораторних дослідженнях визначені з співвідношення v^2/gl . При $\rho_{ен}=\rho_{ем}$, $l_n/l_m = K_l$ маємо $v_n/v_m = K_l$. Тут g - прискорення вільного падіння, v - швидкість удару робочого органу, ρ_s - щільність ґрунту, l - лінійний розмір, K_l - масштабний коефіцієнт. Індекс « n » відповідає натурним умовам, індексам « m » - моделі.

Дослідження проводилося з використанням методів теорії планування експеримента [1,2,3]. В якості функцій відкликання розглядалась енергоємність витрамбування поглиблень, а в якості діючих факторів - висота падіння робочого органу H , кут конуса α , питомий статичний тиск робочого органу q .

Після математичної обробки експериментальних даних було отримано наступне рівняння регресії

$$N_{y\partial} = (71,33 - 0,52\alpha + 0,014\alpha^2 - 0,51H\alpha - 9,92H + 481,2 Hq - 312,8q) 10^4, \quad (1)$$

що визначає залежність енергоємності витрамбування заглиблень $N_{y\partial}$ від розглянутих факторів H , α і q .

При динамічній взаємодії робочого органу з ґрунтом швидкість зіткнення точніше відображає фізичну сутність процесу, ніж висота падіння. Тому доцільніше в рівнянні (1) замінити фактор H фактором v - швидкістю зіткнення робочого органу з ґрунтом. З огляду на, що $v = f 2Hg$ і $H = v^2/2g$, отримуємо нове рівняння регресії (q в МПа, v в м/с, $N_{y\partial}$ в Дж/м³)

$$N_{y\partial} = (71,33 - 0,52\alpha + 0,014\alpha^2 - 0,026v^2 \alpha - 9,51 v^2 + 24,5 v^2 q - 312,8q) 10^4 \quad (2)$$

Графічна інтерпретація отриманого рівняння регресії наведена на рис. 1, 2. Аналіз отриманих залежностей наводиться нижче [4,5,6].

При дослідженні залежності енергоємності витрамбування поглиблень від кута конуса робочих органів (див. рис. 1) встановлено, що будь-якій швидкості удару v (в розглянутих межах) відповідає оптимальний кут конуса α , при якому енергоємність утворення поглиблення $N_{y\partial}$ мінімальна. При цьому значення оптимального кута не залежить від питомого статичного тиску робочого органу. Використання робочого органу з оптимальним кутом конуса α_{opt} знижує енергоємність витрамбування поглиблень в порівнянні з максимальною енергоємністю при інших значеннях кута конуса на 6...7% при швидкості удару $v = 2$ м/с; на 8...9% — при $v = 3$ м/с; на 14—15% — при $v = 4$ м/с; на 23—27% — при $v = 5$ м/с. Чим більше швидкість удару робочих органів по ґрунту, тим більш ефективний робочий орган з оптимальним кутом конуса.

Слід зазначити, що при швидкостях зіткнення $v=2...3$ м/с мінімальна енергоємність витрамбування поглиблень $N_{y\partial}$ досягається при максимальних значеннях питомого статичного тиску $q = 0,06$ МПа, а при швидкостях зіткнення $v = 4...5$ м/с - при мінімальному питомому статичному тиску $q = 0,03$ МПа.

Це говорить про те, що в діапазоні швидкостей зіткнення робочих органів з ґрунтом 3...4 м/с є таке значення швидкості зіткнення, при якому енергоємність процесу витрамбування не буде залежати від питомого статичного тиску q , а тільки від кута конуса α . Розглядаючи рівняння (2), можна побачити, що енергоємність не залежить від питомого статичного тиску, якщо сума всіх членів рівняння, що містять q , дорівнює нулю, а саме:

$$24,5v^2q - 312,8q = 0, \text{ або } q(24,5v^2 - 312,8) = 0.$$

З огляду на те, що $q \neq 0$, отримуємо

$$24,5v^2 - 312,8 = 0, \text{ звідки } v = 3,57 \text{ м/с.}$$

Залежність енергоємності $N_{y\partial}$ від питомого статичного тиску q показує, що вибором оптимальних значень q і v можна знизити енергоємність на 11-17%, менше значення відповідає мінімальній швидкості 2 м/с, більше – максимальній швидкості 5 м/с. При збільшенні кута конуса і швидкості зіткнення значення мінімальної енергоємності знижується на 10% від 48 до 104 Дж/м³ при $\alpha = 23^\circ$, до 43,3...104 Дж/м³ при $\alpha = 38^\circ$ [7,8].

Аналіз залежностей зміни енергоємності витрамбування поглиблень $N_{y\partial}$ від швидкості зіткнення робочого органу з ґрунтом (рис. 2) показує, що при $\alpha = 23^\circ$ можна знизити енергоємність $N_{y\partial}$ на 13...14% (в порівнянні з максимальними значеннями $N_{y\partial}$ при різних значеннях v і q , при $\alpha = 28^\circ$ - на 9...18%, при $\alpha = 33^\circ$ - на 4...23%, при $\alpha = 38^\circ$ - на 1...27%. Причому найбільше зниження енергоємності досягається (для різних кутів конуса α) при максимальній швидкості зіткнення 5 м/с і мінімальному статичному тиску 0,03 МПа. Відзначаючи, що криві 3 і 4, відповідні питомому статичному тиску 0,03 і 0,06 МПа, зі зростанням значень переходять з висхідних (див. рис. 2, а) в спадні (див. рис. 2, г), можна сказати, що існує таке співвідношення значень α і q , при якому енергоємність не залежить

від швидкості зіткнення робочого органу з ґрунтом v . Це співвідношення можна визначити, якщо в рівнянні регресії (2) суму всіх членів, що включають фактор швидкості зіткнення v , прирівняти нулю, а саме

$$0,026 v^2 - 0,51 v^2 + 24,5 v^2 q = 0, \quad \text{або} \quad v^2 (24,5q - 0,026q - 0,51) = 0.$$

З огляду на, що $v = 0$, отримаємо $24,5q - 0,026q - 0,51 = 0$, звідки отримуємо залежність кута конуса α від питомого статичного тиску q , при якому енергоємність $N_{уд}$ не залежить від швидкості зіткнення робочого органу з ґрунтом:

$$\alpha = 942,31q - 19,62. \quad (3)$$

У відповідності з виразом (3) одержуємо залежність

$$N_{уд} = (124,6q - 13,22q + 0,87) 10^6 \quad (4)$$

що зв'язує енергоємність витрамбування поглиблень $N_{уд}$ тільки з фактором q . Користуючись залежностями (3) і (4), можна знайти такі пари значень q і α (в розглянутих межах), при яких відповідні їм значення енергоємності $N_{уд}$ не залежить від швидкості зіткнення робочого органу з ґрунтом v . Наприклад, робочий орган з питомим статичним тиском $0,034 \text{ МПа}$ повинен мати кут конуса $12,2^\circ$, при цих значеннях q і α енергоємність буде дорівнювати $56,6 \cdot 10^4 \text{ Дж/м}^3$ незалежно від швидкості удару робочого органу при взаємодії з ґрунтом.

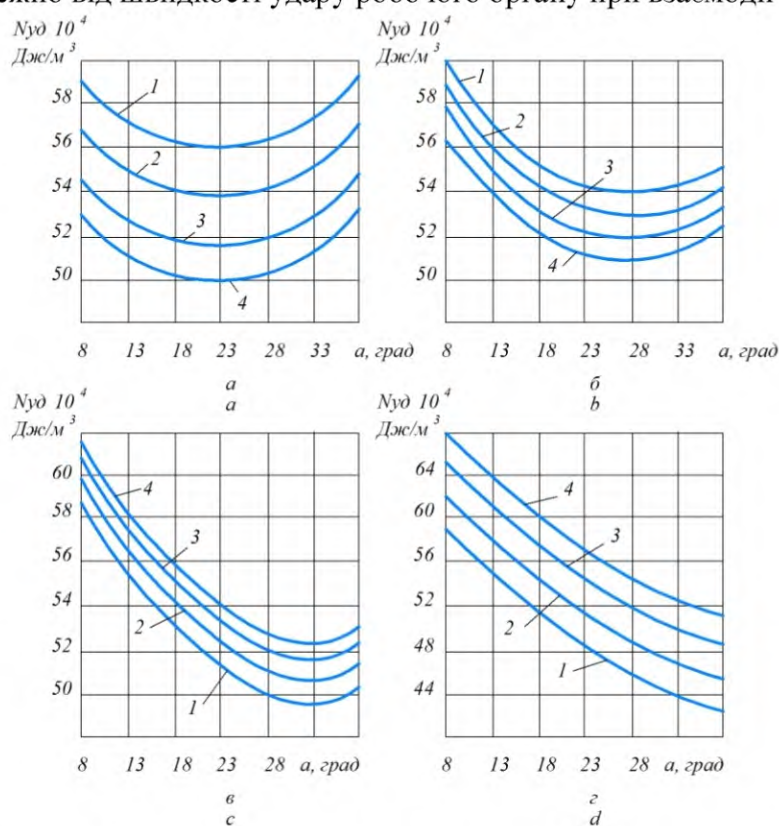


Рисунок 1 - Графічні залежності енергоємності $N_{уд}$ від кута конуса α :

$a - v = 2 \text{ м/с}$; $b - v = 3 \text{ м/с}$; $в - v = 4 \text{ м/с}$; $г - v = 5 \text{ м/с}$; $1 - q = 0,03 \text{ МПа}$;
 $2 - q = 0,04 \text{ МПа}$; $3 - q = 0,05 \text{ МПа}$; $4 - q = 0,06 \text{ МПа}$.

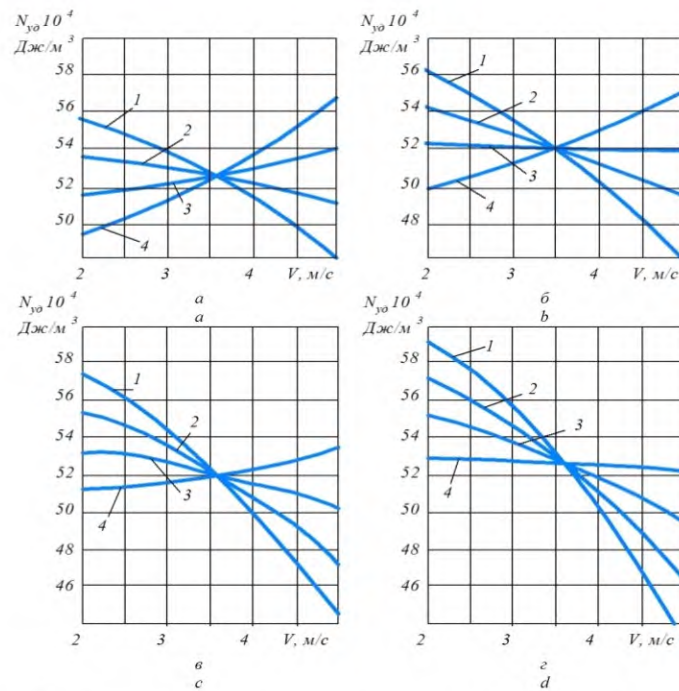


Рисунок 2 – Графічні залежності енергоємності $N_{уд}$ від швидкості удару v :

a — $\alpha=23^\circ$; b — $\alpha = 28^\circ$; c — $\alpha = 33^\circ$; d — $\alpha=38^\circ$, 1 — $q =0,03$ МПа; 2 — $q = 0,04$ МПа; 3 — $q =0,05$ МПа; 4 — $q=0,06$ МПа.

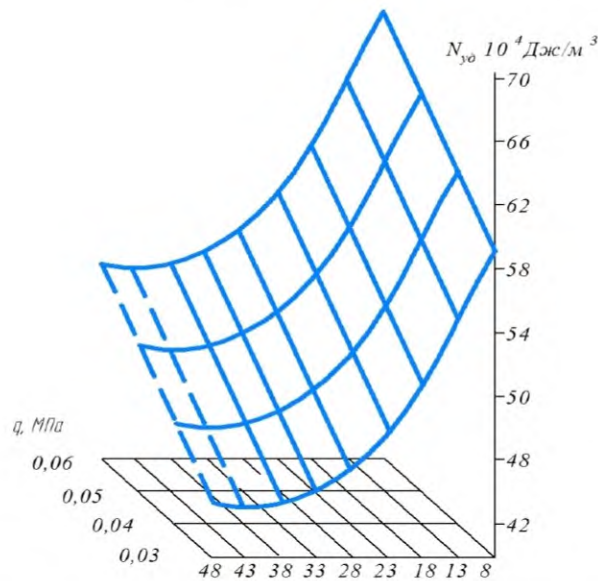


Рисунок 3 – Графічна залежність $N_{уд}$ від кута конуса α , питомого статичного тиску q при швидкості удару $v = 5$ м / с

Графічна інтерпретація залежності $N_{уд}$ від кута конуса і питомого статичного тиску q при швидкості зіткнення 5 м / с, при якій досягається мінімальне значення енергоємності $43,15...104$ Дж/м³ (при $\alpha = 38^\circ$ і $q = 0,03$ МПа), показана на рис. 3. Пунктиром позначена поверхня, яка виходить за межі факторного простору.

Висновки:

1. Найбільше зниження енергоємності досягається (для різних кутів конуса α) при максимальній швидкості зіткнення 5 м/с і мінімальному статичному тиску $0,03$ МПа.
2. Залежність енергоємності $N_{уд}$ від питомого статичного тиску q показує, що вибором оптимальних значень q і v можна знизити енергоємність на $11...12\%$.

3. Визначено, що оптимальна енергія ударів молота при зануренні елементів в суглинки становить $19...25 \text{ кДж}$.

Список літератури

1. Абрамов Динамика взаимодействия трубчатого дизель-молота с погружаемой сваей. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Владивосток, 1983. - 201с.
2. Александров Е.В., Соколинский Б.В. Прикладная теория и расчеты ударных систем. - М.: Наука, 1979. - 204 с.
3. Баловнев В.И., Завадский Ю.В., Мануйлов В.Ю. Применение математической теории планирования эксперимента при исследовании дорожных машин. МАДИ - М., 1985. - 104с.
4. Баловнев В.И., Хмара Л.А. Интенсификация земляных работ в дорожном строительстве. - М.: Транспорт, 1983, - 183 с.
5. Баловнев В.И. Моделирование процессов взаимодействия со средой рабочих органов дорожно-строительных машин. М., Высшая школа, 1981. - 351с.
6. Баловнев В.И., Хмара Л.А., Осипчук В.И., Гришин В.А. Машины для образования выемок в грунте выштамповыванием. Ж. "Строительные и дорожные машины", №12, 1985. - с.7-9.
7. Рафальзук В.Д. Устройство фундаментов в вытрамбованных котлованах с уширенным основанием. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. М., 1981. - 185 с.
8. Руководство по проектированию и устройству фундаментов в вытрамбованных котлованах. М.: Стройиздат, 1981. - 56с.
9. Савинов О.А., Лускин А.Я. Вибрационный метод погружения свай и его применение в строительстве. Госстройиздат, Л. -М., 1960. -251с.
10. СНиП 3.02.01.87. Земляные сооружения, основания и фундаменты / Госстрой СССР - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. - 128 с.
11. Сергеев В.П. Строительные машины и оборудование. М.. Высшая школа, 1987. - 376с.
12. Ставинцер Р.Л. Деформация оснований и сооружений от ударных нагрузок. М.: Стройиздат, 1962. -126с.
13. Сердюк И.В. Исследование процессов, происходящих в глинистых грунтах при погружении свай. Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук. Л., 1977. -23с.
14. Стародворский В.В. Разработка методов устройства и расчета фундаментов в вытрамбованных котлованах при сейсмических нагрузках. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. М., 1984.- 250с.
15. Суриков В.В., Васильев Б.А., Гантман и др. Строительные машины для гидромелиоративных работ. Агропромиздат, 1985. - 351 с.
16. Тетиор А.Н., Литвиненко А.Г. Фундаменты-оболочки. М., Стройиздат. 1975. - 134с.
17. Тикунов П.Р. Определение сопротивления свай по данным забивки с учетом перемещений грунта и свай. "Искусственные основания сооружений", сб. №36. М., Госстройиздат, 1959.
18. Ткачев А.А. Исследование и применение набивных свай в выштампованном ложе. В кн.: Вопросы проектирования и устройства фундаментов из набивных свай. Саратов, 1973. - с.87-93.
19. Ткачев А.А. Разрыхление грунта устройства лож под набивные сваи и способы его уменьшения. В кн.: Основания и фундаменты: Мин ВУЗ. сб.научн. тр. Пермского университета. Пермь, 1987. - С.46-61.
20. Тропп В.Б., Дидковский Е.О. Оборудование и оснастка для устройства фундаментов из забивных пустотелых блоков. Промышленное строительство и инженерные сооружения, 1984, №1. - С.18-19.
21. Тропп В.Б. Фундаменты из забивных пустотелых блоков. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Киев, 1984. - 173с.
22. Тугаенко Ю.Ф., Ли Н., Волканов К. Эффективные забивные фундаменты. Ж. "Сельское строительство", 1980, №3.- 17с.
23. Тугаенко Ю.Ф., Ткалич А.П., Результаты исследований деформаций в основании забивных пустотелых блочных фундаментов. В кн.: Проектирование и строительство зданий и сооружений на лессовидных просадочных грунтах. Том 2. Тезисы докладов к республиканской научно-практической конференции. Барнаул, 1980. - С.177-182.
24. Феклин В.И. Продавливание скважин под набивные сваи спиралевидными снарядами: Основания, фундаменты и механика грунтов, 1985, №5.- С.16-19.

УДК 624.155.152

СТЕНД ДЛЯ ДОСЛІДЖЕННЯ ПРОЦЕСУ ВИШТАМПУВАННЯ ПОГЛИБЛЕНЬ

В.С. Борщ, *ст. гр. БМО-18МП*

В.І. Пантєлієнко, *доц., канд. техн. наук,*

ДНВЗ Придніпровська державна академія будівництва та архітектури

С.О. Карпушин, *доц., канд. техн. наук*

Центральноукраїнський національний технічний університет

Дослідження фізичної сутності і якісних закономірностей процесу виштампування поглиблень нульового циклу, проводилися в безпосередній близькості від зведених будинків і споруд на будівельних майданчиках міст Дніпра і Вільногірська в місцях характерних з точки зору геологічної будови і основних характеристик ґрунту, що знаходяться в межах будівельного майданчика.

Стенд для досліджень (рис. 1 і 2) складається з: анкерних паль 1, залізобетонних блоків 2, поперечних балок 3, арматури 4 і хомутів 7, що зв'язують анкерні палі з поперечними балками. Хомутів 5, що утримують поперечну балку 8 з монтажними кронштейнами 6 у фіксованому положенні, досліджуваного штампу 9 з сердечником 10, опорної плити 11, гідродомкрата 12 вантажопідйомністю до 500 т з штоком 13, бетонних плит 14 для передачі навантаження на поперечну упорну балку 8, насосної установки 15, амортизатора 16 і свердловин 17, що дають можливість замочування ґрунту на глибину до 5 м. При виштампуванні поглиблень в ґрунтах II типу проводилося замочування ґрунту. Для цього навколо штампа в радіусі 2 м було пробурено свердловини діаметром 200 мм і глибиною, яка в 2 рази перевищує висоту штампа з кроком 2 м. Послідовність дослідження включає наступне:

1. Визначаються основні фізико-механічні властивості ґрунту за допомогою польової лабораторії Литвинова (ПЛЛ-9) згідно з ГОСТ 5180 75 і ГОСТ 5182-78.

2. Проводять замочування ґрунту за допомогою заздалегідь пробурених свердловин на глибину, що в 2 рази перевищує висоту штампа.

3. На проектну відмітку встановлюється занурюваний штамп на верхньому зрізі якого монтується передаюча плита з гідродомкратом.

4. Вмикається домкрат зусилля якого через шток і опорну балку передається на верхній зріз штампа і через опорну плиту в результаті штамп занурюється в ґрунт на величину ходу штока, що дорівнює 200 мм.

5. Шток гідродомкрата повертається у вихідне положення. Під опорну плиту підкладається бетонна плита товщиною рівною робочому ходу штока гідродомкрата 200 мм, потім робоча рідина подається в поршневу порожнину і відбувається наступний етап занурення.

6. Занурення проводиться на глибину при якій деформація ґрунту стабілізується в поздовжньому і вертикальному напрямках при цьому утворюється ущільнена зона з областями, що мають різноманітну щільність і форму.

7. Після занурення до проектної позначки за допомогою крана штамп витягується з ґрунту і в котловані проводиться визначення розмірів і фізико-механічних властивостей ущільненої зони.

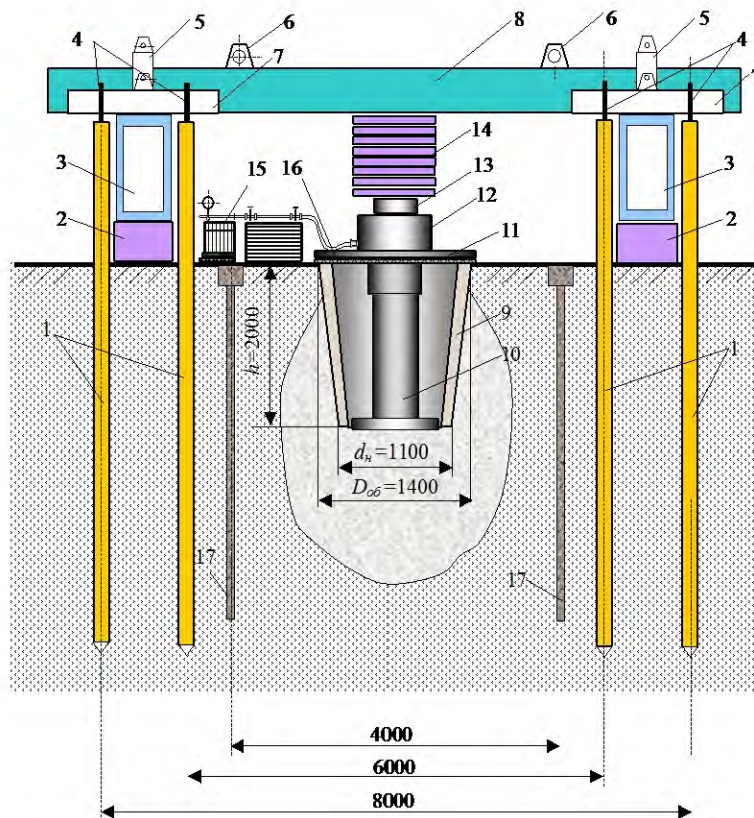


Рисунок 1 – Конструктивна схема станда для дослідження процесу виштампування поглиблень нульового циклу.

Конструкція і основні параметри обладнання для занурення штампів і оболонок представлені на рис.6 Вона включає молот 1 амортизаційну коробку 2, опорну плиту 4, сердечник 6, амортизатори 5 і 3.



Рисунок 2 – Загальний вигляд станда для дослідження процесу виштампування заглиблень.

Амортизаційна коробка 2 виконана у вигляді зварної коробчастої конструкції. Внаслідок сприйняття цим елементом ударної вібрації від дизель-молота, амортизаційна коробка 2 посилена ребрами 13. Опорна плита 4 зварна забезпечена радіальними упорами 11 і кріпиться до амортизаційної коробки 2 за допомогою болтів. Сердечник 6 також являє собою зварну конструкцію, в його верхній частині є отвір для з'єднання з амортизаційною коробкою 2 за допомогою пальця 7 і фіксує трубу 15. У нижній частині сердечника 6 розташована ущільнююча плита 8. Амортизатор 3 являє собою квадратні листи розміром 700 × 700 мм товщиною 25 мм, загальна товщина амортизуючого шару гуми 100 ... 150 мм, вони

виконані з транспортерної стрічки, що має міцну кордову основу. Амортизатори поміщаються в амортизаційну коробку 2, що забезпечує бездефектне занурення штампів і оболонок, а також збільшує термін служби обладнання. Пружні прокладки 5 виконані з гуми товщиною 15-20 мм і служать для амортизації удару дизель-молота по торцю штампа або оболонки 10.

Керування обладнанням здійснюється за допомогою копрової щогли 9 і підйомного механізму базової машини. Працює універсальний наголовник наступним чином (рис. 3). За допомогою підйомного пристрою крана здійснюється установка обладнання на штамп або забивний блок 10, обладнання через пружні прокладки 5 спирається на торцеву частину занурюваного штампа або блоку 10, а також ущільнюючу плиту 8 на поверхню ґрунту. Потім включається в роботу дизель-молот, ударне навантаження через амортизатор 3, опорну плиту 4 і амортизатор 5 передається на торцеву поверхню штампа або блоку 10.

У разі відходу занурюваного елемента від вертикального напрямку в момент занурення, використовуючи радіальні упори, а також гідропривід базової машини можна усунути перекіс і занурити елемент до проектної позначки без вилучення його на поверхню ґрунту. У разі занурення оболонки для запобігання потрапляння ґрунту всередину оболонки 10, а також формування ущільненої зони безпосередньо під підосною оболонки і навколо неї застосовується сердечник 6, крім того сердечник сприймає більшу частину ударного навантаження дизель-молота, оберігаючи оболонку від руйнування.

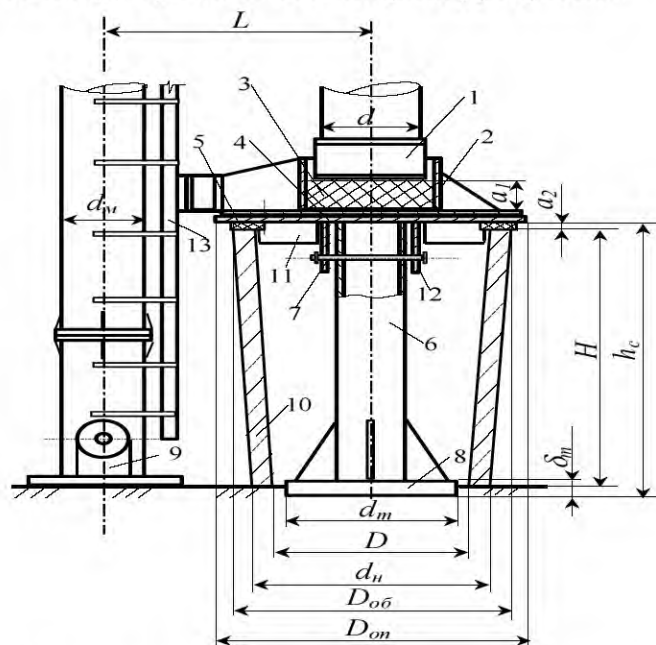


Рисунок 3 – Конструкція і основні параметри обладнання для занурення штампів і оболонок при зведенні нульового циклу будівель і споруд різного призначення

Висновки

1. Запропоновано конструкцію і основні параметри обладнання для занурення штампів і оболонок.

Список літератури

1. Сергеев В.П. Строительные машины и оборудование. М., Высшая школа, 1987. - 376с.
2. Ставинцер Р.Л. Деформация оснований и сооружений от ударных нагрузок. М.: Стройиздат, 1962. -126с.
3. Сердюк И.В. Исследование процессов, происходящих в глинистых грунтах при погружении свай. Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук. Л., 1977. -23с.
4. Стародворский В.В. Разработка методов устройства и расчета фундаментов в вытрамбованных котлованах при сейсмических нагрузках. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. М., 1984.- 250с.
5. Суриков В.В., Васильев Б.А., Гантман и др. Строительные машины для гидромелиоративных работ. Агропромиздат, 1985. - 351 с.

6. Тетиор А.Н., Литвиненко А.Г. Фундаменты-оболочки. М., Стройиздат. 1975. - 134с.
7. Тикунов П.Р. Определение сопротивления свай по данным забивки с учетом перемещений грунта и сваи. "Искусственные основания сооружений", сб. №36. М., Госстройиздат, 1959.
8. Ткачев А.А. Исследование и применение набивных свай в выштампованном ложе. В кн.: Вопросы проектирования и устройства фундаментов из набивных свай. Саратов, 1973. - с.87-93.
9. Ткачев А.А. Разрыхление грунта устройства лож под набивные сваи и способы его уменьшения. В кн.: Основания и фундаменты: Мин ВУЗ. сб.научн. тр. Пермского университета. Пермь, 1987. - С.46-61.
10. Тропп В.Б., Дидковский Е.О. Оборудование и оснастка для устройства фундаментов из забивных пустотелых блоков. Промышленное строительство и инженерные сооружения, 1984, №1.- С.18-19.
11. Тропп В.Б. Фундаменты из забивных пустотелых блоков. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук. Киев, 1984. - 173с.
12. Тугаенко Ю.Ф., Ли Н., Волканов К. Эффективные забивные фундаменты. Ж. "Сельское строительство", 1980, №3.- 17с.
13. Тугаенко Ю.Ф., Ткалич А.П., Результаты исследований деформаций в основании забивных пустотелых блочных фундаментов. В кн.: Проектирование и строительство зданий и сооружений на лессовидных просадочных грунтах. Том 2. Тезисы докладов к республиканской научно-практической конференции. Барнаул, 1980. - С.177-182.
14. Феклин В.И. Продавливание скважин под набивные сваи спиралевидными снарядами: Основания, фундаменты и механика грунтов, 1985, №5.- С.16-19.
15. Хмара Л.А., Пантелеенко В.И. Формирование математических моделей и исследование процесса погружения фундаментов-оболочек в грунт. Сб. науч. тр. ПГАСиА "Интенсификация рабочих процессов строительных машин". Выпуск 4. 1998.- с.98-106.
16. Хмара Л.А., Пантелеенко В.И. Погружение тонкостенных фундаментов-оболочек в грунтовое основание.// Всеукраїнський міжвідомчий збірник наукових праць Гірничі, Будівельні, Дорожні та Меліоративні машини. Випуск №58, Київ - 2002.-С.44-50.
17. Хмара Л.А., Пантелеенко В.И. Исследование взаимодействия системы "молот-наголовник-оболочка-грунт" с грунтовым основанием.// Сб. науч. тр. Приднепровской государственной академии строительства и архитектуры. Выпуск 15. Подъемно-транспортные, строительные и дорожные машины и оборудование. 2002.- С.161-170.
18. Хмара Л.А. Пантелеенко В.І. Дослідження та розробка копрового обладнання для занурення тонкостінних фундаментів-оболонок при спорудженні нульового циклу будівель різного призначення // Вісник Українського Державного Університету Водного Господарства та Природокористування. Частина 6 Машинознавство, математичне моделювання. Збірник наукових праць. Випуск 5(18)0 Рівне – 2002 С. 94-102.
19. Школьников И.Е. Динамический расчет свай на ЭВМ. Применение математических методов и ЭВМ в исследованиях транспортных гидротехнических сооружений. - М.: ЦНИИС, 1985. - С.21-25.

УДК 624.15, 662.767.2

АНАЛІЗ ДОЦІЛЬНОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ ГРУНТОЦЕМЕНТУ ПРИ БУДІВНИЦТВІ ТА РЕКОНСТРУКЦІЇ ПРОМИСЛОВИХ ОБ'ЄКТІВ

Я.Є. Подколзін *ст. гр. БІ-18М,*

С.О. Карпушин, *доц., канд. техн. наук*

Центральноукраїнський національний технічний університет

В.І. Пантєлієнко, *доц., канд. техн. наук*

ДНУВЗ Придніпровська державна академія будівництва та архітектури

Основним матеріалом конструкцій промислових будівель є бетон та залізобетон. Це: колони, стінові панелі, ферми, плити покриття, підкранові балки та рандбалки, фундаменти.

Вважається, що термін експлуатації залізобетону становить 60...100 років, проте в конструкціях штучних споруд, залежно від умов експлуатації і типу елементів термін надійності залізобетону може зменшитися до 30...40 років [1]. Довговічність залізобетону визначається двома основними показниками - водопроникністю та рівнем карбонізації бетону. Залежно від виду і міцності бетону мають 3...15% об'єму дрібних пор і каналів. Саме губчаста структура бетону забезпечує проникнення в нього агресивних компонентів з атмосфери та ґрунтових вод.

Корозія являє собою роз'їдання будівельних матеріалів під впливом фізичних, хімічних і біологічних факторів при контакті з навколишнім середовищем. Бетон має в своєму складі найменш міцний компонент – це цементний камінь. Саме з цієї частини матеріалу починається корозійний процес. Руйнування відбувається в результаті впливу різних видів вод, а саме:

- стічних;
- вод у траншеях або трубах;
- морських;
- річкових;
- ґрунтових;
- атмосферних (вологість повітря).

Найбільш небезпечні для бетонів ґрунтові води поблизу промислових підприємств за наявності у них хімічних викидів.

В основній зоні ризику промислові залізобетонні об'єкти, що знаходяться на територіях металургійних комбінатів, викиди яких містять окисли металів, вуглекислий газ, хлориди, сульфати. Ці сполуки мають атмосферний вплив (рис.1) на конструкції промислових об'єктів та опосередкований, розчинившись у воді під час опадів, танення снігу та потрапивши з ґрунтових вод у заглиблені конструкції (рис.2).



Рисунок 1 – Атмосферна корозія стояка лінії електропередач.



Рисунок 2 – Руйнування заглибленої в ґрунт бетонної поверхні.

Захист наземних конструкцій можливий шляхом обробки бетонних поверхонь гідроізоляційними мастиками, це можуть бути покриття поверхні за допомогою спеціального стійкого матеріалу або різноманітними лаками, просоченнями [2].

Підземні бетонні і залізобетонні конструкції, що вже влаштовані (реконструкція), можуть бути захищені від руйнування та одночасно підсилені влаштуванням ґрунтоцементної антифільтраційної завіси (рис.3) [3].



Рисунок 3 – Підсилення стрічкових фундаментів житлових будівель стрічкою ґрунтоцементних колон, що накладаються одна на одну, створюючи, так звану, антифільтраційну завісу.

Під ґрунтоцементом слід розуміти ретельно змішуванні зруйновані структури ґрунту із розчином в’язучого, наприклад, водоцементним. Ґрунтоцементні елементи утворюють несучу конструкцію та гідроізоляцію одночасно.

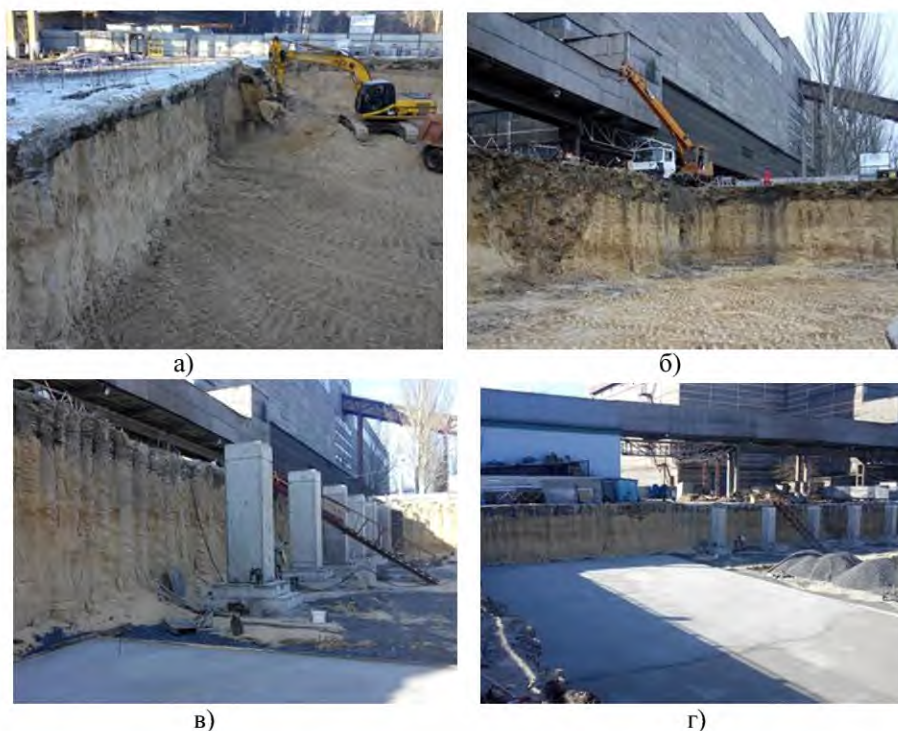


Рисунок 4 – Влаштування ґрунтоцементного екрану по периметру майбутньої промислової будівлі: а – відривання котловану, вертикальні стінки якого закріплені ґрунтоцементними елементами; б – застосування ґрунтоцементу для закріплення стінок котловану при будівництві поряд з існуючою будівлею; в, г – влаштування горизонтальної гідроізоляції з ґрунтоцементу та монтаж фундаментів.

Переваги ґрунтоцементної ізоляції:

- низька вартість виготовлення за рахунок використання природного ґрунту із котловану;
- висока водонепроникність W12;

- висока міцність на стиск, 2 МПа;
- стійкість до агресивних складових (хімічна стійкість);
- довговічність, термін використання більш ніж 300 років;
- ґрунтоцемент екологічно безпечний.

Ідея застосування ґрунтоцементу для захисту підземних бетонних конструкцій ґрунтується на відомих його властивостях [3]: досить високій міцності та жорсткості, а також високій водопроникності, що є наслідком скріплення частинок і агрегатів ґрунту за допомогою цементу і утворення жорстких кристалізаційних зв'язків між ними. Відомий практичний досвід, щодо застосування ґрунтоцементу для влаштування стінок і дна шламових відстійників для зберігання та захоронення токсичних відходів нафто-газо видобувного комплексу [4]. Також є спроби застосовувати ґрунтоцемент для влаштування стінок і дна біореакторів [5, 6].

Висновки:

Виходячи з вищенаведеного впливає, що запобігши доступу води, у рідкій фазі в об'єм бетону, може бути суттєво уповільнена або зупинена його корозія.

Досить ефективним способом вторинного захисту будівельного каменю є комплексний підхід, що включає підсилення ґрунтових основ та одночасну гідроізоляцію заглиблених бетонних конструкцій з допомогою ґрунтоцементу. До ґрунтоцементу висуваються такі вимоги: якомога нижча вартість; висока водонепроникність; висока міцність на стиск; стійкість до агресивних складових (хімічна стійкість); довговічність; екологічна безпека.

Список літератури

1. Воля О. В. Исследование мостов и тоннелей на автодорогах / О. В. Воля, С. О. Зега, В. Н. Кухтин и др. - М.: Сб.н.трудов МАДИ, 1981. - С. 110-116.
2. Лучко Й. Й. Методи підвищення корозійної стійкості та довговічності бетонних та залізобетонних конструкцій і споруд / Й. Й. Лучко, І. І. Глагола, Б. Л. Назаревич // НАН України; Фіз.-мех. ін-т ім. Г. В. Карпенка: Каменярь, 1999. - 229 с.
3. Зоценко Н.Л. Исследование водонепроницаемости ґрунтоцемента // Вестник Днепропетровского національного университета железнодорожного транспорта им. акад. В. Лазаряна. – 2010. – Вып. 32. С. 43 - 48.
4. Зоценко Н.Л., Тимофеева Е.А. Шламовый амбар для отходов нефтегазовых скважин с ґрунтоцементным антифильтрационным экраном // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – Пермь, 2015 – Вып. 1. С. 7 - 20. DOI: 10.15593/2224-9826/2015.1.01
5. Пат. 124712 Україна. МПК C02F11/04, C02F3/28. Анаеробний біореактор для виробництва біогазу та органічного субстрату /С.О. Карпушин, В.В. Клименко, А.В. Шиндер; заявник і патентовласник – Центральноукраїнський національний технічний університет. – u201709143 заявл. 15.09.2017, опубл. 25.04.2018, Бюл. № 8.
6. Soil cement as a constructive material for anaerobic bioreactor corps Karpushyn Serhii. Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering. – 2 (51) 2018. C50-59.

УДК 729.6:693.6

НАТЯЖНІ СТЕЛІ: ЗА І ПРОТИ

Д.В. Сошніков, *ст. гр. БІ-18М,*
С.О. Карпушин, *доц., канд. техн. наук*
Центральноукраїнський національний технічний університет
А.С. Карпушин, *ст. гр. БД-25*
Національний університет Львівська політехніка

Натяжна стеля – конструкція з полотнища, що закріплене на металевому (алюмінієвому) або пластиковому профілі (багеті) під перкриттям.

Конструкції, подібні натяжним стелям, використовуються в житлових будинках дуже давно. Наприклад, в Древньому Римі стелі влаштовували з тканини, як правило, використовувався шовк, котрий за кольором підбирався під інтер’єр кімнати. Звісно, такі шовкові «підвісні» стелі могли собі дозволити люди дуже заможні. І справа була не лише в тому, що тканина дорога і її треба зразу багато. Шовк вигорав, втрачав колір і провисав під своєю вагою, тому майстрам приходилося замінювати його кожен рік. В сучасному виді натяжні стелі з’явилися з винайденням плівки ПВХ, і отримали широке розповсюдження в країнах Західної Європи в 60х рр. XX століття та отримали назву «Французькі натяжні стелі». Французькі натяжні стелі... що про них можна сказати такого, чого ще не було сказано? Що хвилює людину, котра хоче встановити собі французькі натяжні стелі?... Франція представляється деяким особливим місцем...

Вузькі вулички, викладені бруківкою, переплітаються нескінченими коридорами. Стіни будинків, що відбивають глибину історії і переживань попередніх поколінь, котрі жили в цьому місті, обвиті лозами дикого винограду. З вікон, що оформлені дерев’яними ставнями, доноситься ніжна і мелодична музика, котра пронизує своєю фольклорною насиченістю, слухаючи її, здається, що нічого більш французького в природі просто не існує. Прогулюючись уздовж набережної Сени, можна побачити художника, в замислювату береті, злегка зсунутому на бік, м’якими мазками пензля він творить нову картину – історію, частиною котрої виявляться перехожі...

Французькі натяжні стелі також являються частиною історії цієї прекрасної країни, вони привносять в наш будинок відчуття романтики, французької емоційності, витонченості і елегантності. В них має відображатися саме прекрасне, що є в кожному з нас.

Спочатку натяжні стелі в основному використовувалися в квартирах і офісних приміщеннях, де виправити справжню стелю складніше, ніж «сховати». Пізніше, в світлі сучасних тенденцій натяжні стелі стають вже невід’ємною складовою інтер’єру. Цьому сприяє ряд їх переваг у порівнянні зі звичайним оздобленням стелі.

Багато людей до цих пір вважає, що звичайна, але гарно заштукатурена стеля краще сучасних новинок, і в якійсь мірі так воно і є. Така стеля володіє рядом плюсів – наприклад штукатурка не зменшує висоту стель, на відміну від того ж гіпсокартона. Це важливо, якщо у вас не дуже високий будинок або квартира.

Оштукатурена стеля – це мінімальні затрати за умови рівної поверхні. В такому випадку ви обійдетеся одним шаром. Якщо штукатурка нанесена професіоналами і використовувалися якісні матеріали, то прослужить вона дуже довго. Штукатурка – це екологічно чистий матеріал, кажуть, що вона підтримує мікроклімат в квартирі.

Власники квартир в старих будинках, хрущівках або новобудовах від недобросовісних забудовників можуть зіштовхнутися з серйозною проблемою – кривими стелями. І щоб вирівняти їх штукатуркою, знадобиться не лише час, але і додаткові кошти. В деяких випадках вирівнювання стель штукатуркою обійдеться в декілька разів дорожче, ніж зробити натяжну стелю.

Але це не основний мінус. Оштукатурена стеля дуже чутлива до вологи і до «гри» стін, що пов'язано з техногенними, реологічними та кліматичними процесами в ґрунтовій основі будинку. Як показує практика, навіть на других та третіх поверхах в будинках з плитним багатопустотним перекриттям, спостерігається утворення тріщин в оздобленні стель між плитами перекриття. Також в квартирі, що розташована на дуже високому поверсі, що може розкачуватися, стеля з часом може підти тріщинами. В деяких випадках досягти рівної стелі оштукатурюванням не представляється можливим із за великого перепаду між площинами плит перекриття.

Що ж таке натяжні стелі в сучасному розумінні?

Як виглядає конструкція сучасної натяжної стелі?

Натяжні стелі, їх сучасна конструкція, представляють собою дуже міцну тонку плівку, котра натягується на, попередньо змонтовану, раму-каркас.

По бажанню власника квартири, будинку можна створити ідеально рівну однорідну поверхню стелі, або надати якусь іншу форму. Натяжну стелю можна монтувати і на завершальній стадії ремонту, і в створеному раніше інтер'єрі.

До беззаперечних плюсів сучасних натяжних стель можна віднести і широкий спектр кольорової гами. Виробники пропонують зараз більш 100 різновидів кольорових рішень продукції. Відомими виробниками екологічно чистих (мають атестацію Oeko-Tex Standard 100 з найвищим балом А+), безпечних матеріалів є три країни: Швейцарія, Франція і Німеччина.

Таблиця 1 – Плюси і мінуси натяжних стель.

+/-	Споживацький критерій	+/-	Споживацький критерій
+	Легко приховують нерівності, плями, шорсткість, тріщини і інші недоліки;	-	Плівку можна легко пошкодити: прорізати або проколоти;
+	Вимагають мінімальних затрат на догляд;	-	Пошкодження плівки при мінусових температурах;
+	Сучасні стелі безпечні для здоров'я (можна використовувати в лікарнях, санаторіях, дитячих садках і шкільних закладах);	-	Вартість натяжних стель декілька вище інших
+	Служать не менше 10 років;	-	Зменшення висоти приміщення від 3 до 5см
+	Витримують вагу до 100кг/м ² при потраплянні на них великої кількості води;		Обмеження потужнос-ті точкових галоген-них світильників 60Вт
+	Економлять кошти власника на засобах для фарбування;		
+	Мають ідеальний зовнішній вигляд;		
+	Легко миються, мають антибактеріальний ефект		
+	Створюють теплоізоляційний ефект;		
+	Можуть приховувати комунікації;		
+	Дозволяють встановлення конструкції в різних площинах або з нахилом;		
+	Легко демонтуються за необхідності		
+	Ремонтпридатні		
+	Можна застосовувати в сухих приміщеннях або приміщеннях з підвищеною вологістю		

Натяжні стелі виробники сьогодні пропонують двох видів: полівінілхлоридні і безшовні.

Безшовна стеля виробляється з тканини-поліестера, просякнутої спеціальним складом на основі поліуретана. Полівінілхлоридна натяжна стеля – це дуже тонка, понадміцна пластикова плівка. Обидва матеріала відрізняються один від одного, і мають переваги. Наприклад:

- безшовна стеля влаштовується без нагрівання полотна, а полівінілхлоридну необхідно нагрівати тепловою пушкою;

- безшовна стеля більш дешева, але стелі ПВХ відрізняються більшим вибором розцвіток, фактур;

- при затопленні безшовний матеріал швидко розтягується від великої кількості води, в наслідок чого його прийдеться замінювати, а стеля з ПВХ здатна втримувати воду тривалий період;

- ПВХ стеля покриється тріщинками у випадку падіння температури повітря до +5 градусів, а безшовній стелі прийнятне приміщення без опалення.

В свою чергу ПВХ плівки можуть бути глянцевиими, матовими та сатиновими.

Глянцеві стелі дозволяють досягти цікавого ефекту з точки зору дизайну. Глянцеві стелі мають широку кольорову гаму. Відрізняльна характеристика — дзеркальне відображення. Приміщення візуально збільшується при використанні таких полотен. Недоліками глянцевих натяжних стель, у порівнянні з матовими і сатиновими, є більш помітна на дзеркальній поверхні лінія шва в деяких випадках при великих площах приміщень. Глянцева фактура стала знахідкою для підприємливих дизайнерів. Такий матеріал характеризується багатою кольоровою гамою, а його поверхня, подібна зеркальній, створює ефект збільшення приміщення. Для оригінального, яркого дизайну – це те, що треба! Окрім будинків і квартир, глянцеві натяжні стелі часто влаштовуються в клубах, кафе, ресторанах.

Матове полотно — класичний варіант. Така стеля легко впишеться в будь який інтер’єр і не буде відволікати увагу від декоративних елементів приміщення. На матових натяжних стелях не буває бликів і відблисків, завдяки чому вони точно передадуть будь який вибраний вами колір. Натяжні матові стелі влаштовують у великих приміщеннях, де присутнє гарне освітлення. Вони відмінно виглядають з декоративними елементами, такими, як ліпнина, колони, а також з вінтажними меблями.

Сатинові стелі схожі з матовими, але рельєф їх гладкий, завдяки чому світловідбивні властивості полотна підсилюються, і він здається до сліпоти білим. Сатинова фактура надає легке відбиття світла, полотно отримує практично перламутровий відтінок. Даний матеріал відмінно підходить для інтер’єру приміщень в стилі хай-тек. Натяжна стеля з сатиноюю поверхнею відмінно виглядає з деталями інтер’єру, виконаними з металу або хромованими.

Висновки:

- наведена історія виникнення та практичного використання натяжних стель;
- проаналізовані місця доцільного застосування натяжних стель та наведена їх класифікація;

- за критеріями пересічного споживача наведено порівняльну характеристику застосування натяжної та класичної – оштукатуреної стелі.

Список літератури

- 1 Байер В.Е. Архитектурное материаловедение: Учебник. / В.Е.Байер. — М.: Архитектура-С, 2007. — 264 с.
- 2 Дизайн архитектурной среды: Учебник. / [Г.Б.Минервин, А.П.Ермолаев, В.Т.Шишко, А.В.Ефимов]. — М.: Архитектура - С, 2006. — 503 с.
- 3 Объемно-пространственная композиция: Учебник. / [А.В.Степанов, В.И.Малыгин, Г.И.Иванова, К.В.Кудряшев, под ред. А.В.Степанова] — 3-е изд.; стереотип. — М.: Архитектура- С, 2007. — 255 с.
- 4 Румянцева Е.Е. Экологическая безопасность строительных материалов, конструкций и изделий Учебное пособие Е.Е.Румянцева Д. Губернский, Т.Ю. Кулакова. — М.: Университетская книга, 2005. — 200 с.

УДК 633.853.32.

ВИКОРИСТАННЯ САПР «SOLIDWORKS» ДЛЯ ОПТИМІЗАЦІЇ КОНСТРУКЦІЇ МЕТАЛЕВОГО КАРКАСУ ПРИМІЩЕННЯ КАСОВОГО ПАВІЛЬОНУ, ЩО ДОБУДУЄТЬСЯ ПРИ АЕРОВОКЗАЛЬНОМУ КОМПЛЕКСІ В М. ХЕРСОН

М.О. Міщенко, магістрант гр. БП 18 М
В.А. Настоящий, канд.техн. наук, професор
Центральноукраїнський національний технічний університет

Мета роботи полягала в використанні САПР «Solid works 2017» для комп'ютерного моделювання напружено-деформаційного стану та обґрунтованого визначення оптимальних параметрів елементів конструкції металевого каркасу добудови касового павільйону аеровокзального комплексу в м.Херсона, вихідний вигляд, якого наведено на рис.1.

З метою встановлення оптимальних параметрів металевого каркасу пункту авто мийки виконано збір навантажень та комп'ютерне моделювання в середовищі САПР «Solid works 2017» для дослідження напружено-деформаційного стану. На рис. 2 наведена остаточна розрахункова схема металевого каркасу касового павільйону, що досліджується.



Рисунок 1 - Металевий каркас будівлі касового павільйону

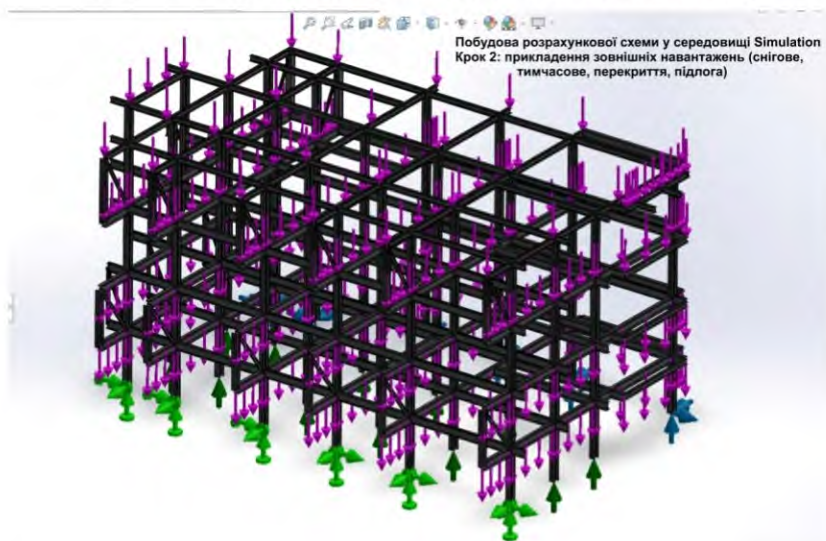


Рисунок 2 - Остаточна розрахункова схема металевого каркасу касового павільйону

Результати досліджень наведено на рис. 3, 4, 5, 6, 7.

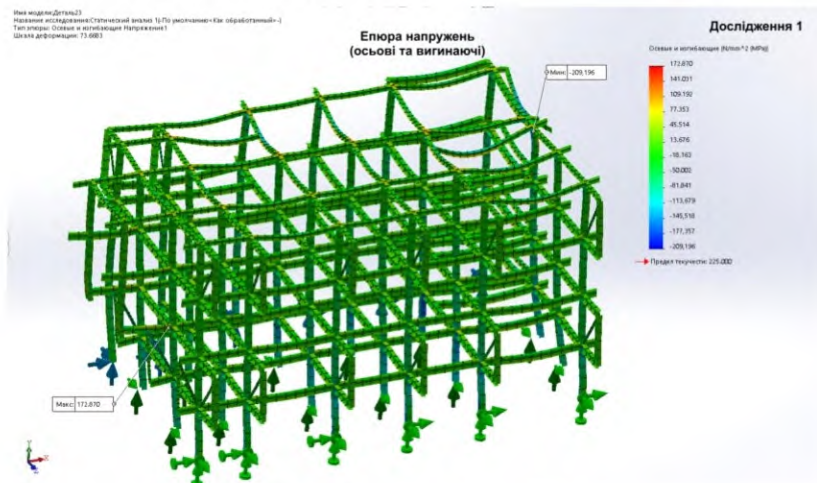


Рисунок 3 - Епюра напружень

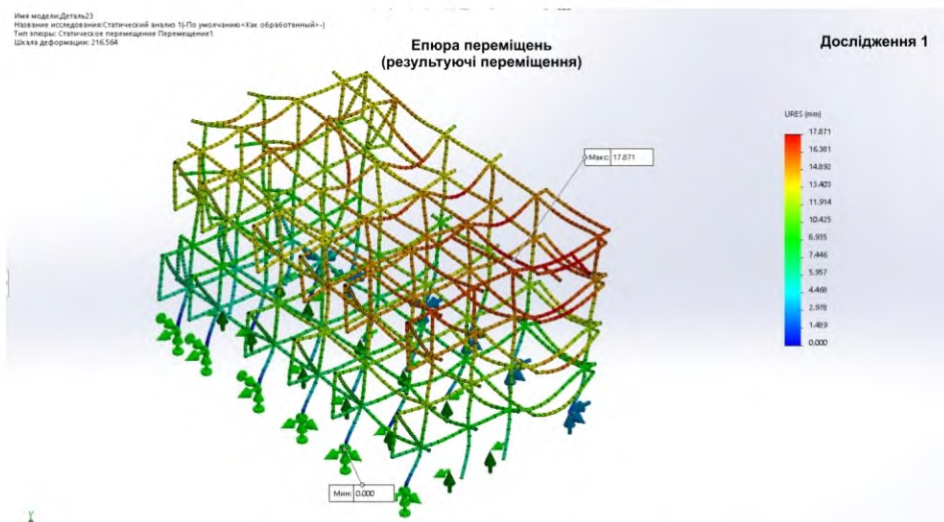


Рисунок 4 - Епюра переміщень елементів металевого каркасу

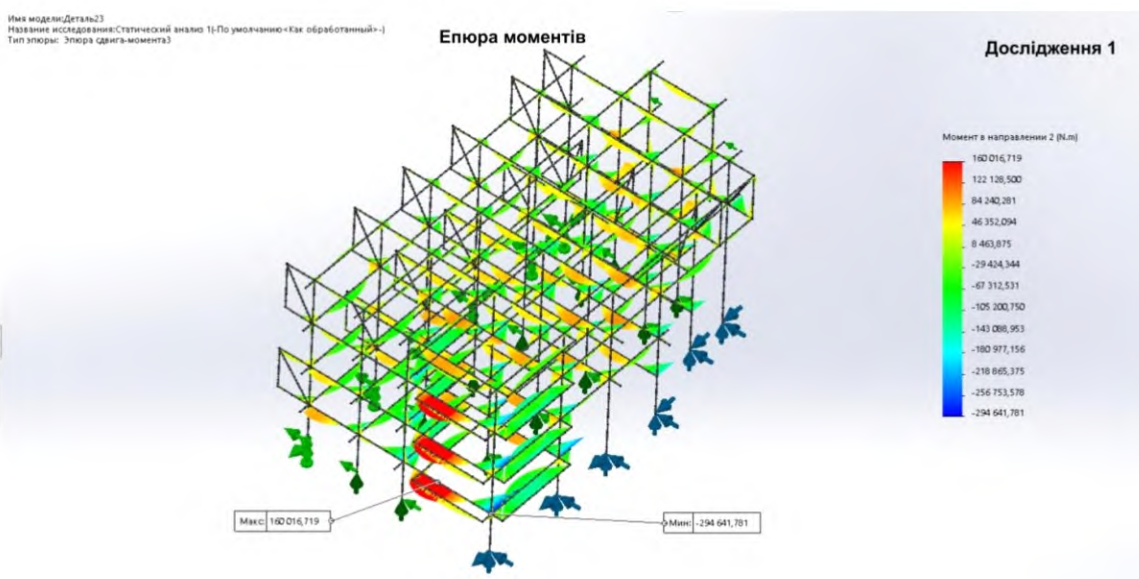


Рисунок 5 - Епюра моментів

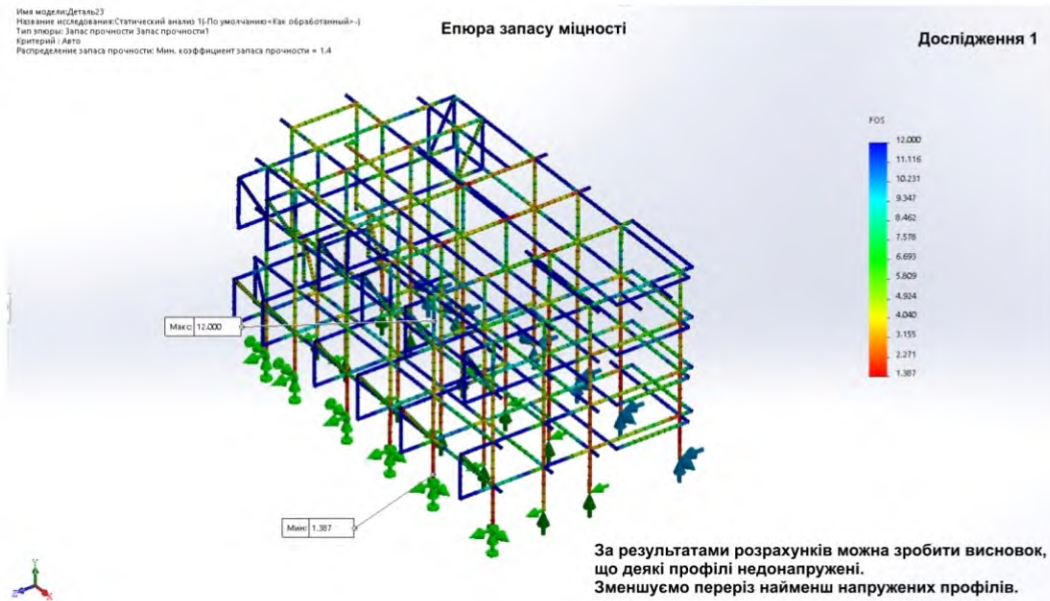


Рисунок 6 - Епюра запасів міцності елементів металевого каркасу

Аналіз результатів досліджень показав, що в одному елементі максимальні напруження складають 178,8 МПа, при значенні границі матеріалу деталей конструкції 225 МПа, тобто має місце недонапруження; максимальна деформація дорівнює $f=17,9$ мм, при допустимій деформації 33мм згідно «Таблиць навантажень», наведених на сайті «prolyte.com и stagemarket.ru.»; мінімальне значення коефіцієнту запасів міцності елементів металевого каркасу складає $n_T=1,38$. Величину коефіцієнта запасу міцності для сталей при статичному навантаженні беруть як $n_T = 1,3...1,5$ [1]. Таким чином має місце деяке недовантаження елементів металевого каркасу, що досліджується та перевитрати матеріалу.

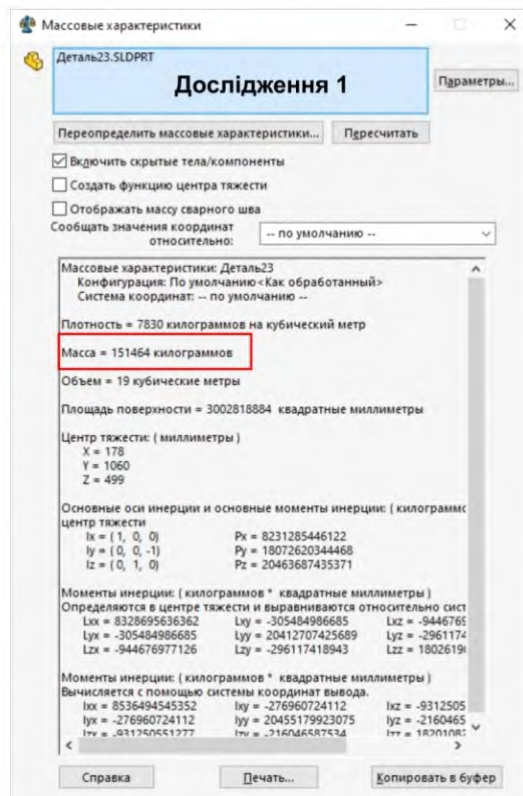


Рисунок 7 - Масові характеристики металевого каркасу, що досліджується

За допомогою спеціалізованого модулю «Solid Works Simulation» у САПР «Solid Works» виконано оптимізацію металевого каркасу конструкції, що досліджується, та наведено рекомендації по вибору параметрів та перерізів елементів металевого каркасу конструкції.

На рис. 8, 9 наведені ізометрія з рекомендаціями по заміні недовантажених елементів та масові характеристики оптимізованого металевого каркасу касового павільйону.

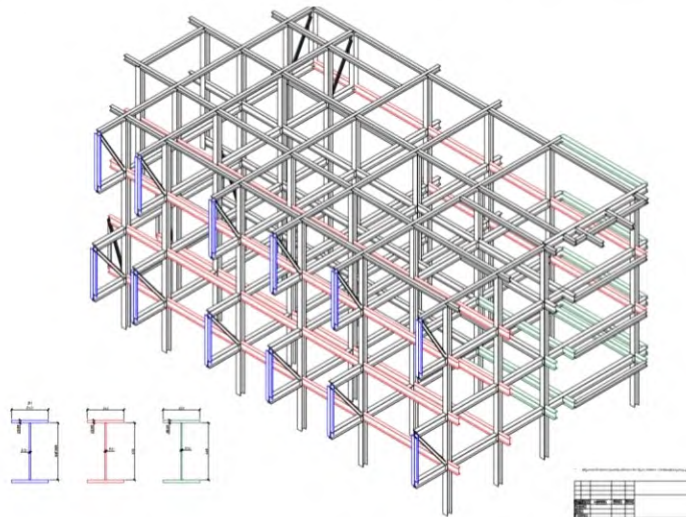


Рисунок 8 - Ізометрія оптимізованого металевого каркасу

Для оптимізованого металевого каркасу також виконано комп’ютерне моделювання в середовищі САПР «Solid works 2017» для аналізу напружено-деформаційного стану. Результати досліджень наведено на рис.10,11,12.

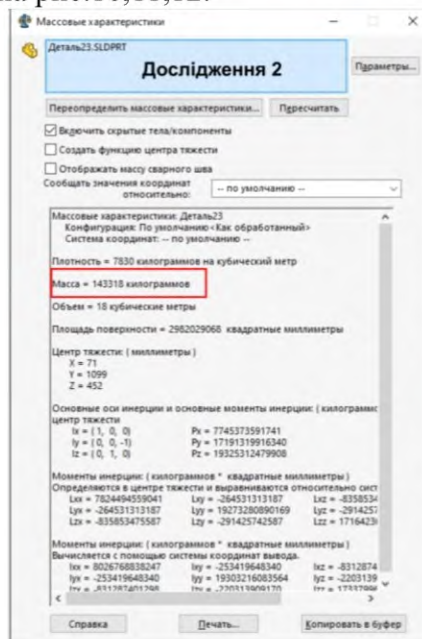


Рисунок 9 - Масові характеристики оптимізованого металевого каркасу

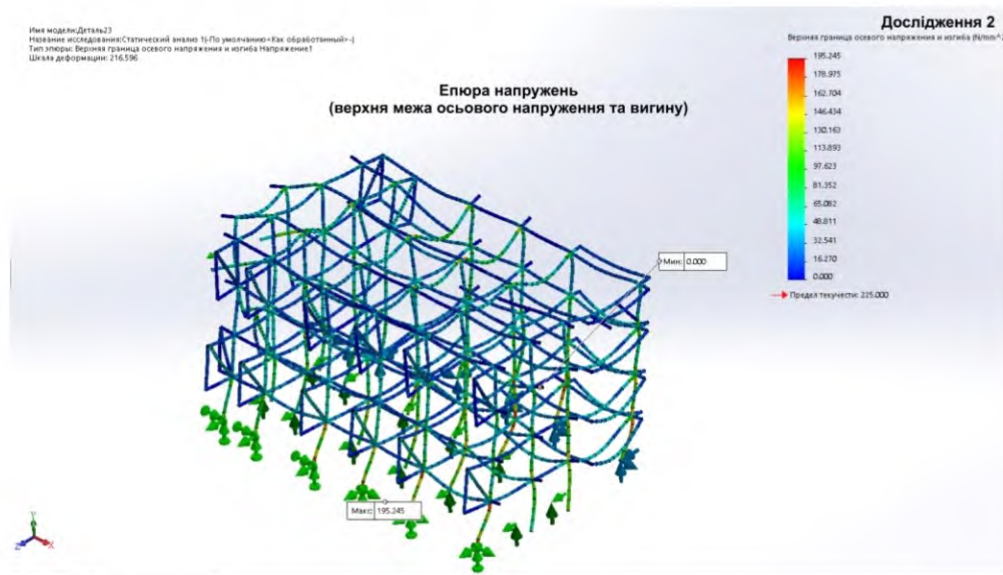


Рисунок 10 - Епюра осевих та згинаючих напружень в елементах оптимізованого металевго каркасу

Аналіз наведених результатів дослідження оптимізованого металевго каркасу конструкції дозволяє зробити висновки:

максимальне напруження елементів металевго каркасу складає 195,2 МПа при границі міцності матеріалу 225 МПа; максимальна деформація дорівнює $f=16,49$ мм, допустима деформація складає 33мм, тобто умови цілісності металевго конструкції за другою групою граничних станів виконуються; мінімальне значення коефіцієнту запасів міцності елементів металевго конструкції складає $n_T=1,382$, що відповідає рекомендованому значенню коефіцієнту запасу міцності для сталей при статичному навантаженні $n_T = 1,3 \dots 1,5$.

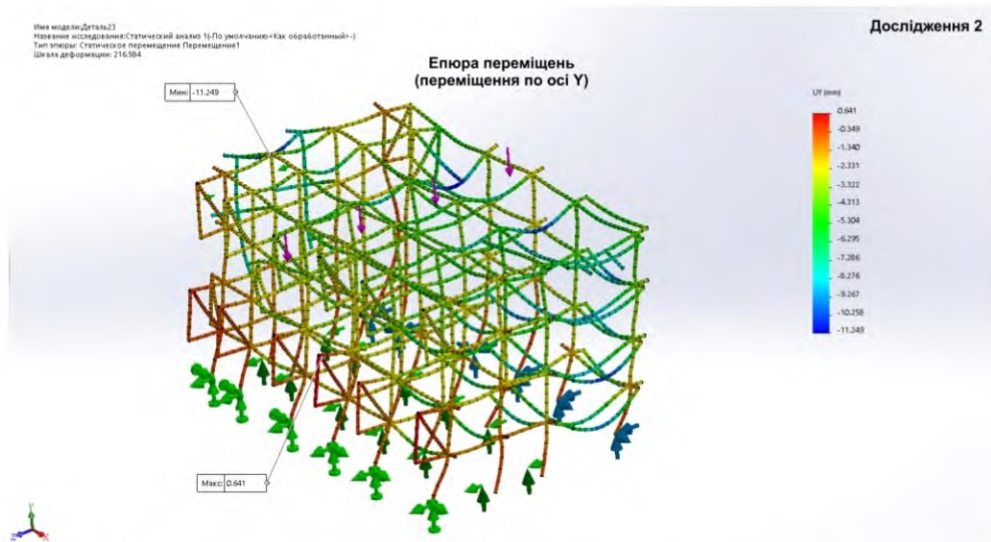


Рисунок 11 - Епюра переміщень елементів оптимізованої металевго каркасу конструкції

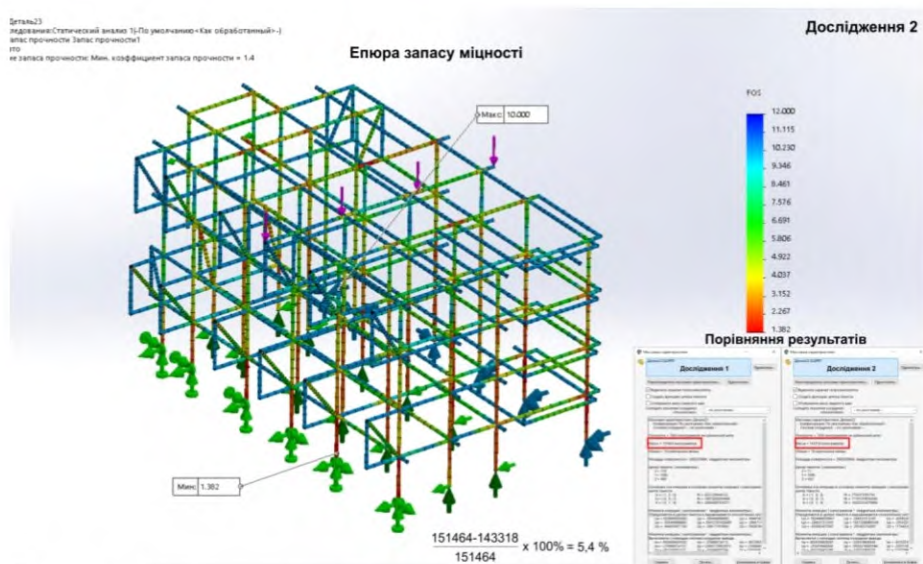


Рисунок 12 - Епюра запасів міцності елементів оптимізованого металевого каркасу конструкції

Порівняння масових характеристики металевого каркасу до та після оптимізації свідчать про те, що виконані дослідження та конструктивні впровадження дозволили знизити масу металоконструкції каркасу касового павільону з 151464 кг до 143318 кг або на 5,3%, об’єм з 19 м³ до 18 м³ або на 5,2% при забезпеченні мінімального запасу міцності деталей ферми $n_T = 1,382$, що відповідає допустимим значенням [1].

За допомогою опціональних модулів SolidWorks виконано створення креслень металоконструкції каркасу касового павільону, для експорту в систему САПР AutoCAD.

Таким чином мета роботи виконана.

Список літератури

- 1 Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції. / За ред. Ф.Є. Клименка. Підручник 2-ге видання - Львів.: Світ, 2002. - 312 с.
- 2 Прерис А.М. SolidWorks. Учебный Курс. Питер, 2006. – 528 с.

УДК 621 926.5

РЕАЛІЗАЦІЯ ВІБРОЕФЕКТІВ НА РОБОЧИХ ПОВЕРХНЯХ ТЕХНОЛОГІЧНОГО І ТРАНСПОРТНОГО ОБЛАДНАННЯ ШЛЯХОМ ЗАСТОСУВАННЯ ГУМОВИХ ФУТЕРОВОК З ПОВІТРЯНИМ ЗАЗОРОМ

С.О. Завада, магістр гр. ГМ(ДМ)-18МЗ

В.А. Настоящий, проф., канд. техн. наук

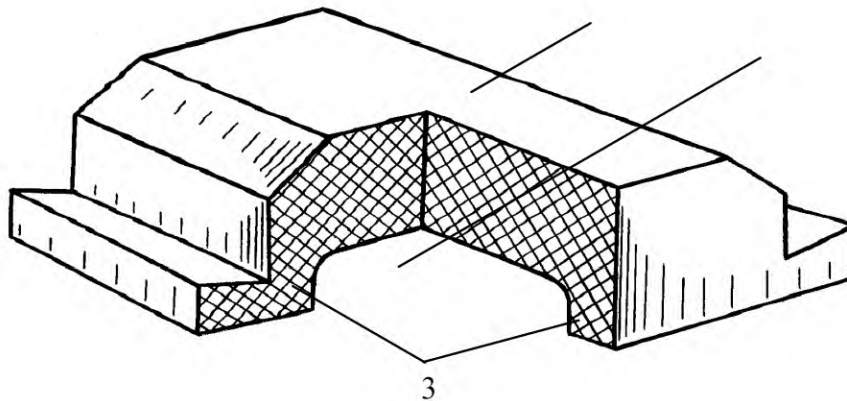
С.О. Джирма, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Позитивний досвід застосування зносостійких гум в якості захисних футеровок робочих поверхонь барабаних млинів, віброживильників, кузовів автомобілів тощо [1] став основою для проведення робіт з удосконалення конструкцій футерувальних елементів, які забезпечують можливість підвищення технологічних і експлуатаційних характеристик обладнання.

Використання здатності гум до великих зворотних деформацій послужило основою для створення конструкції гумової футеровки, що поєднує такі переваги традиційних гумових плит як стійкість в умовах ударно-абразивного зносу, міцність при дії ударних навантажень з інтенсифікацією переміщення матеріалу, що переробляється або транспортується.

Футеровка включає набір гумових плит 1 обладнаних по периферії ребрами жорсткості 2, що встановлюється з зазором 3 відносно поверхні, що захищається і отримала назву буферної (рис. 1).



1 – гумова плита, 2 – повітряний зазор, 3 – опорні ребра

Рисунок 1 – Конструкція буферної гумової футеровки.

Розглядаємо кожний елемент футеровки як динамічну систему масою m і частотою власних коливань ω_c [2]

$$\omega_c = \sqrt{\frac{C}{m}}, \quad (1)$$

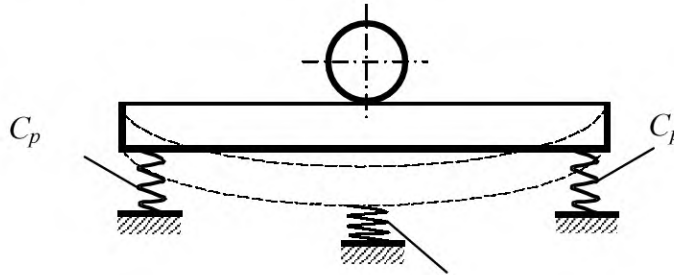
де C - жорсткість системи.

Жорсткість буферної футеровки включає дві складові: перша обумовлює згинальну жорсткість шару гуми над повітряним зазором, як пластини опертої по контуру C_w , друга представляє жорсткість пружної основи пластини C_{oc} .

При послідовному з’єднанні згинальної жорсткості пластини C_w і жорсткості основи C_{oc} , яка складається з жорсткості опорних ребер C_p , сумарна жорсткість визначається відповідно [2, 3]

$$C = \frac{C_w \cdot C_{oc}}{C_w + C_{oc}}, \quad (2)$$

і динамічна модель буде мати вигляд (рис. 2)



C_w – згинальна жорсткість шару гуми над повітряним зазором, C_p – жорсткість опорних ребер

Рисунок 2 – Динамічна модель футеровки буферної конструкції.

Визначимо, які фактори і якою мірою впливають на складові сумарної жорсткості.

Згинальна жорсткість C_w є силою, яку необхідно прикласти до пластини, щоб отримати переміщення рівне одиниці і визначається з рівняння вигнутої поверхні, яке після перетворення [4] має вигляд

$$\frac{a}{2} \cdot \frac{b}{2} \cdot \pi^4 \cdot A_{11} \cdot \left(\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right)^2 = \frac{1}{D} \cdot \int_0^a \sin \frac{\pi x}{a} dx \cdot \int_0^b \sin \frac{\pi y}{b} \cdot f(x, y) dy, \quad (3)$$

де a і b – розміри пластини в плані;

D – циліндрична жорсткість пластини:

$$D = \frac{E_p \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu_p^2)}; \quad (4)$$

E_p, ν – модуль пружності і коефіцієнт Пуассона матеріалу пластини;

h – товщина пластини;

$f(x, y)$ – навантаження, що діє на пластину.

При рівномірному розподіленім навантаженням q від ваги матеріалу, що переробляється і транспортується, а також технологічного завантаження після обчислень і перетворень отримуємо:

$$C_w = \frac{q \cdot a \cdot b}{A_{11}} = \frac{\pi^6 \cdot D \cdot \left(\frac{1}{a^2} + \frac{1}{b^2} \right)^2}{16 \cdot a \cdot b}. \quad (5)$$

Жорсткість опорних ребер C_p визначаємо як жорсткість призматичних прямокутних амортизаторів з висотою h_0 , що відповідає висоті повітряного зазору.

Згідно [4] жорсткість прямокутного амортизатора

$$C_p = \frac{E \cdot F}{h_0} \cdot \beta(\gamma_1 \cdot \gamma_2) . \quad (6)$$

Співвідношення для β приймаємо відповідно [4]

$$\beta = 1 + \frac{1}{3} \cdot \gamma_2^2 - \frac{(2 + \gamma_2^2)^2}{3 \cdot (4 + \gamma_1^2 + \gamma_2^2)} \quad (7)$$

де $\gamma_1 = \frac{a_p}{h_0}$, $\gamma_2 = \frac{b_p}{h_0}$;

$F = a_p \cdot b_p$ – площа поперечного перетину ребра;

a_p – довжина елемента, b_p – ширина опорного ребра;

$h_p = h_0$ – висота опорного ребра, що дорівнює висоті повітряного зазору.

Тоді жорсткість основи пластини складається з чотирьох ребер з'єднаних паралельно і визначається як сума окремих жорсткостей

$$C_{oc} = \sum_{i=1}^n C_{pi} , \quad (8)$$

де $n = 4$ – кількість опорних ребер.

На рис. 3 представлені залежності згинальної жорсткості гуми марки 2529 від товщини шару h для розмірів плит $a \times b$: 0,5×0,5 м; 1×0,5 м, що розраховані по (5) [5].

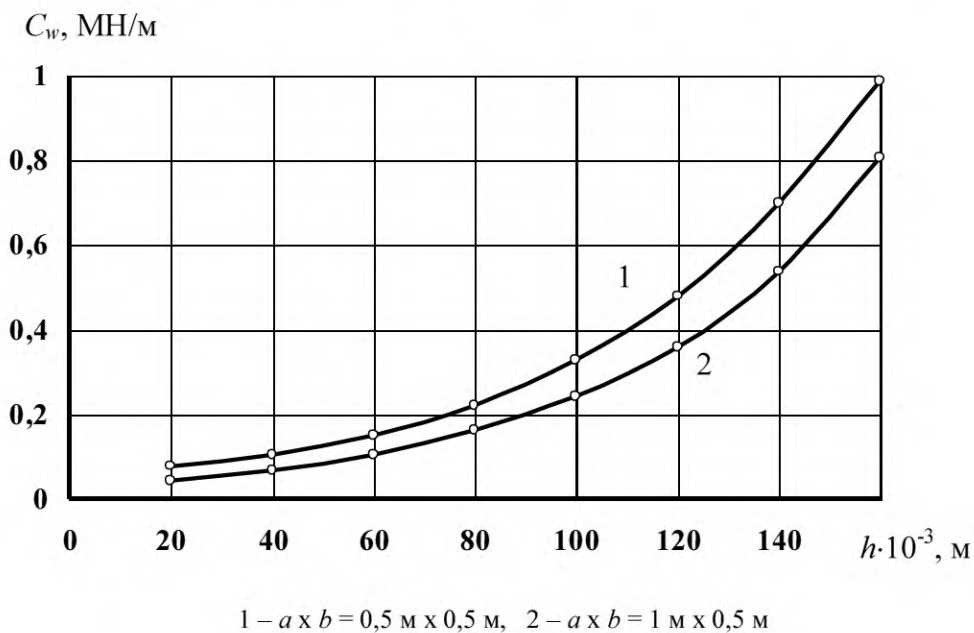
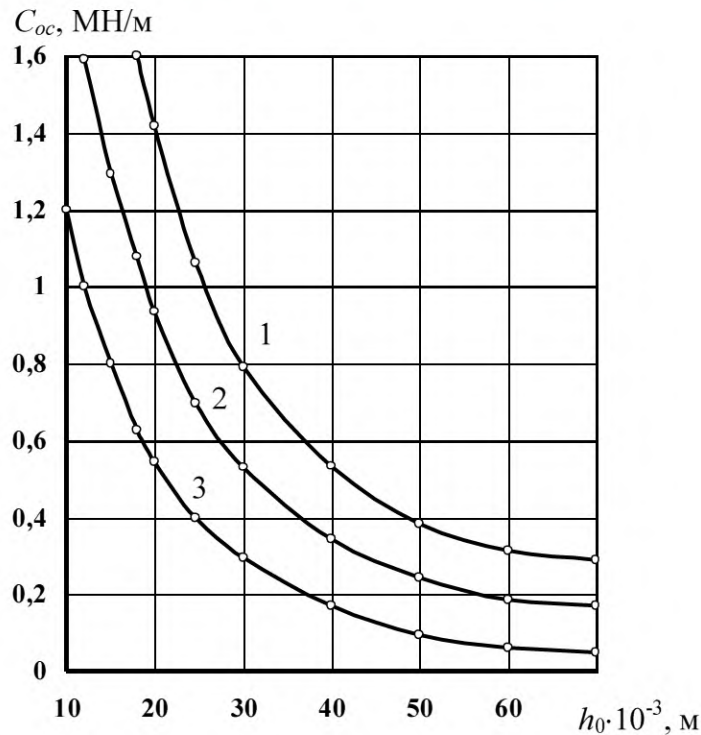


Рисунок 3 – Залежність згинальної жорсткості шару гуми від товщини.

На рис. 4 представлені залежності згинальної жорсткості опорних ребер C_{oc} від їх геометричних розмірів [5].

Частота власних коливань для розглянутих футерувальних елементів визначається по формулі (1) з урахуванням наведеної жорсткості системи по формулі (2), окремі складові якої прийняті по залежності (рис. 3 і рис. 4) знаходиться в межах 45...90 с⁻¹, що практично збігається з частотою вимушених коливань рекомендованих для лотків віброживильників.



1 – ширина ребра 30 мм, 2 – ширина ребра 20 мм, 3 – ширина ребра 10 мм

Рисунок 4 – Залежність жорсткості пружної основи від геометричних розмірів опорних ребер.

Робота футерувальних елементів в резонансному режимі забезпечує збільшення амплітуди коливань гумових плит без підвищення напруженого стану вантажонесучого органу, що призведе до збільшення швидкості переміщення матеріалу і відповідно до підвищення продуктивності.

Аналогічно можуть бути підібрані параметри футерувальних елементів для барабаних і вібраційних млинів, які забезпечують більш інтенсивне переміщення технологічного завантаження, отже підвищуючи продуктивність даного обладнання.

Список літератури

1. Тарасенко, А.А. Защитные футеровки и покрытия горно-обогатительного оборудования / А.А. Тарасенко, Е.Ф. Чижик, А.А. Взоров, В.А. Настоящий. – М.: Недра, 1985. – 204 с.
2. Тимошенко, С.П. Колебания в инженерном деле / С.П. Тимошенко. – М.: Физматиз, 1959. – 560 с.
3. Тимошенко, С.П. Курс теории упругости / С.П. Тимошенко. – Киев, "Наукова думка", 1972 – 506 с.
4. Потураев, В.Н. Резиновые детали машин / В.Н. Потураев, В.И. Дырда. – М.: Машиностроение, 1977. – 214 с.
5. Джирма, С.А. Обоснование возможности повышения сопротивления резиновых футеровочных плит буферной конструкции ударным нагрузкам / С.А. Джирма // Вібрації у техніці та технологіях. – Вінниця: ВНАУ, 2000. – №4 (16). – С. 25-29.

УДК 699.86

ДОСЛІДЖЕННЯ МІСЦЯ РОЗТАШУВАННЯ ВІКОННИХ БЛОКІВ В ТРЬОХШАРОВИХ ЦЕГЛЯНИХ СТІНАХ ЖИТЛОВИХ ТА ГРОМАДСЬКИХ БУДІВЕЛЬ

Н.Ю. Лісняк, магістр гр. БІ-18МЗ
С.О. Джирма, доц., канд. техн. наук
Центральноукраїнський національний технічний університет

Щорічне зростання цін на енергоресурси, зниження доходів населення, підвищення уваги до охорони навколишнього середовища переводять проблему енергозбереження для України в практичну площину і все більш актуальною стає проблема скорочення витрат на опалення існуючих і зводимих будівель і споруд.

Особливе місце і вплив на рівень теплоефективності будівель мають світлопрозорі огорожуючі конструкції, а саме вікна, вітражі, тощо.

У програмі енергозбереження при будівництві та експлуатації будівель світлопрозорим огорожуючим конструкціям відводиться важлива роль, оскільки вони мають термічний опір у 2-3 рази менший в порівнянні з глухими ділянками зовнішніх стін [1].

Аналіз структури загальних тепловтрат в житлових і цивільних будівлях показує, що через віконні прорізи втрачається до 25-30% тепла. При цьому значна його частина йде через місця примикання вікон до стін і через відкоси [2].

Відповідно до [3] важливе значення на теплотехнічні показники вузлів примикання вікон має розташування вікна в товщі стіни. Для запобігання утворення умов промерзання вузлів примикання вікон до зовнішніх стін, вікно в отворі потрібно зміщувати в бік приміщення, в зону позитивних температур.

Дослідження в роботі [3] проводились за допомогою програми THERM, яка є у вільному доступі на сайті Національної лабораторії Лоуренса Берклі (windows.lbl.gov) для суцільних цегляних стін товщиною 510 мм. Було встановлено оптимальне положення вікна, це середина стіни (відстань від зовнішньої поверхні стіни складає 220 мм). При такому розташуванні вікна мінімальна температура в зоні примикання віконної коробки до стіни складає 10,5⁰С, що перевищує точку роси і гарантує відсутність умов для утворення конденсату на поверхні вузла примикання [3].

Дане рішення може застосовуватись в існуючих будівлях з цегляними стінами при їх термомодернізації, іншими словами при заміні дерев'яних вікон на вікна з ПВХ. При новому будівництві стіни даної конструкції для нового будівництва не застосовуються, так як вони не відповідають нормативному опору теплопередачі огорожувальних конструкцій відповідно [4].

Також слід відмітити, що зміщення вікна в бік приміщення зменшує рівень освітленості помешкання і зменшує розміри підвіконня, що в свою чергу негативно впливає на інтер'єр приміщення, змінює вигляд фасаду, потребує додаткових витрат на улаштування пінополістерольного утеплення відкосу або наявності широкої додаткової віконної коробки [5]. Даний спосіб зниження тепловтрат в суцільних цегляних стінах має обмежену галузь застосування, тільки для термомодернізації будівель.

Для того, щоб запобігти промерзанню відкосу не зміщуючи вікно в товщу стіни, в тіло стіни поміщається ефективний теплоізоляційний матеріал з низьким коефіцієнтом теплопровідності (наприклад екструзійний пінополістирол), який перешкоджає інтенсивному відтоку тепла через відкос віконного отвору по мінімально можливому шляху [5].

Таке рішення показує, що введення в тіло стіни теплоізоляційного матеріалу дозволяє змістити ізотерми і створити додатні температурні поля в місті примикання вікна до стіни, тим самим виключити втрати тепла через віконній відкос і вузол примикання.

Перевагою цього варіанту є те, що зберігається традиційне розташування вікна зразу за чвертю при незмінних габаритах внутрішньої віконної ніші і підвіконня.

Альтернативою введення вкладиша з теплоізоляційного матеріалу може бути застосування багатошарової конструкції стіни. Це дасть можливість не тільки підвищити теплоізоляційні показники в місцях примикання віконних блоків до стін, а і значно покращити теплоізоляційні властивості зовнішніх стін.

Запропонована трьохшарова конструкція зовнішньої стіни – фасадна цегла, шар утеплювача і звичайна керамічна цегла (рис. 1).

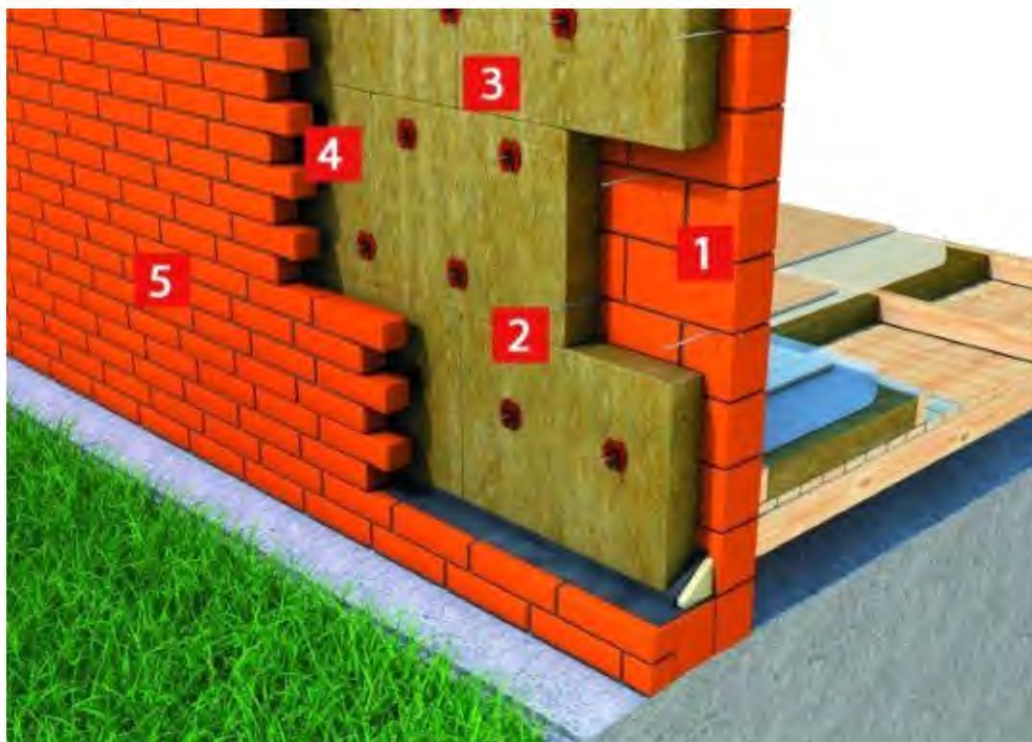


Рисунок 1 – Конструкція трьохшарової стіни з оздоблювальним шаром цегли: 1 – несуча частина стіни (внутрішня верста); 2 – зв'язки; 3 – теплоізоляційні плити; 4 – елементи кріплення; 5 – зовнішня кладка (зовнішня верста) з облицювальної цегли.

Товщина зовнішньої стіни прийнятої в дослідженнях, як і в попередньому випадку складає 510 мм (дві цеглини), але має багатошарову конструкцію.

Внутрішня верста, несуча частина стіни виконана із звичайної керамічної цегли (щільністю $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$) товщиною 250 мм.

В якості теплоізоляційного матеріалу в конструкції багатошарової стіни застосовуємо теплоізоляційні плити з кам'яної вати.

Для багатошарових кладок слід застосовувати напівжорсткі плити з кам'яної вати, які гарно зберігають геометричну цілісність (не дають усадку) на протязі всього терміну служби.

В якості утеплювача застосовуємо теплоізоляцію фірми ROCKWOOL, а саме напівжорсткі плити із кам'яної вати Rockton (щільністю $\rho = 50 \text{ кг/м}^3$) (теплопровідність $\lambda_p = 0,035 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°C)}$), що спеціально розроблені для застосування в якості середнього теплоізоляційного шару в трьохшарових зовнішніх стінах.

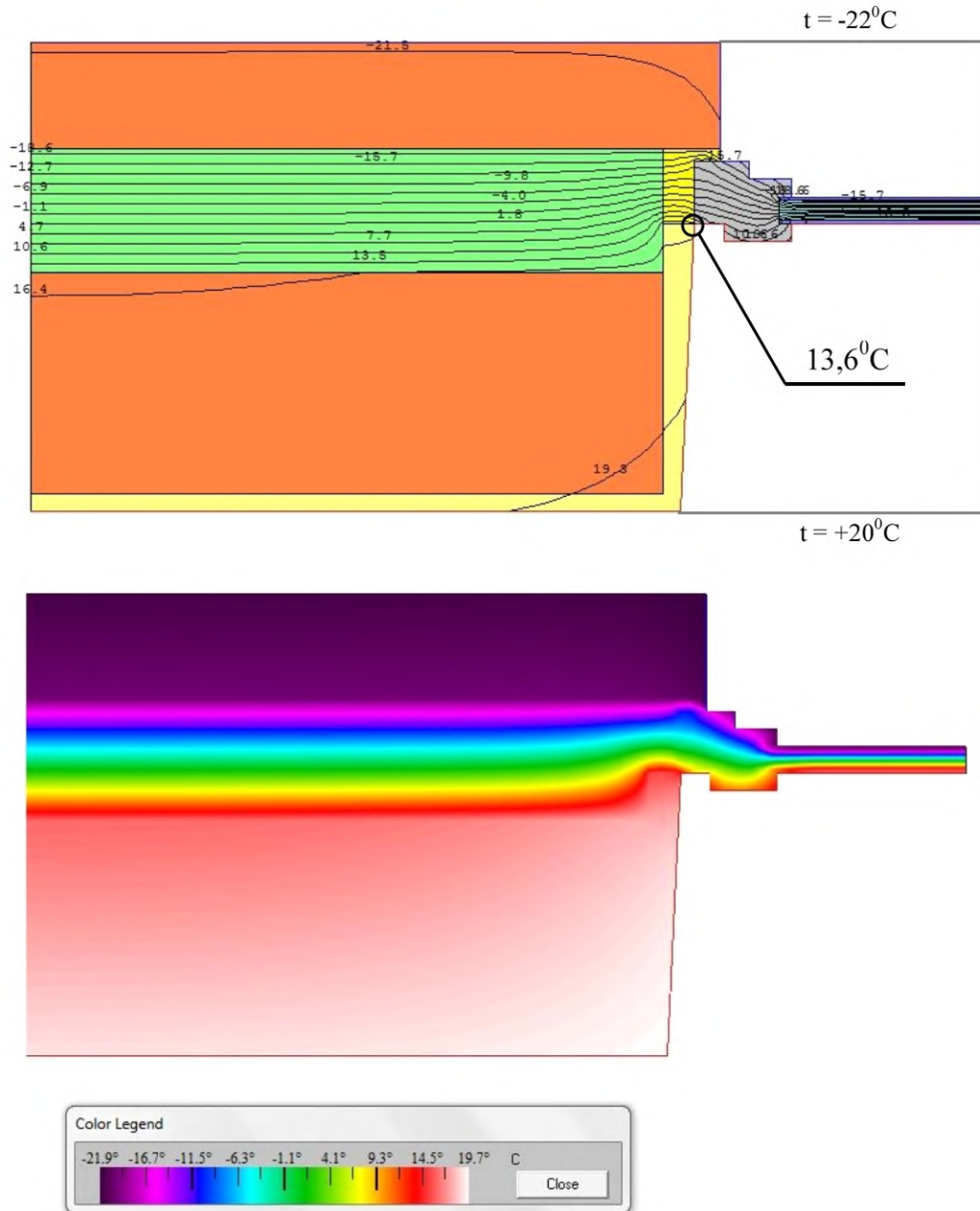
Товщина утеплюючого шару відповідно до виконаного теплотехнічного розрахунку складає 140 мм.

Зовнішня частина стіни (зовнішня верста) виконана товщиною 120 мм (пів цеглини) із фасадної (лицювальної) цегли щільністю $\rho = 1400 \text{ кг/м}^3$.

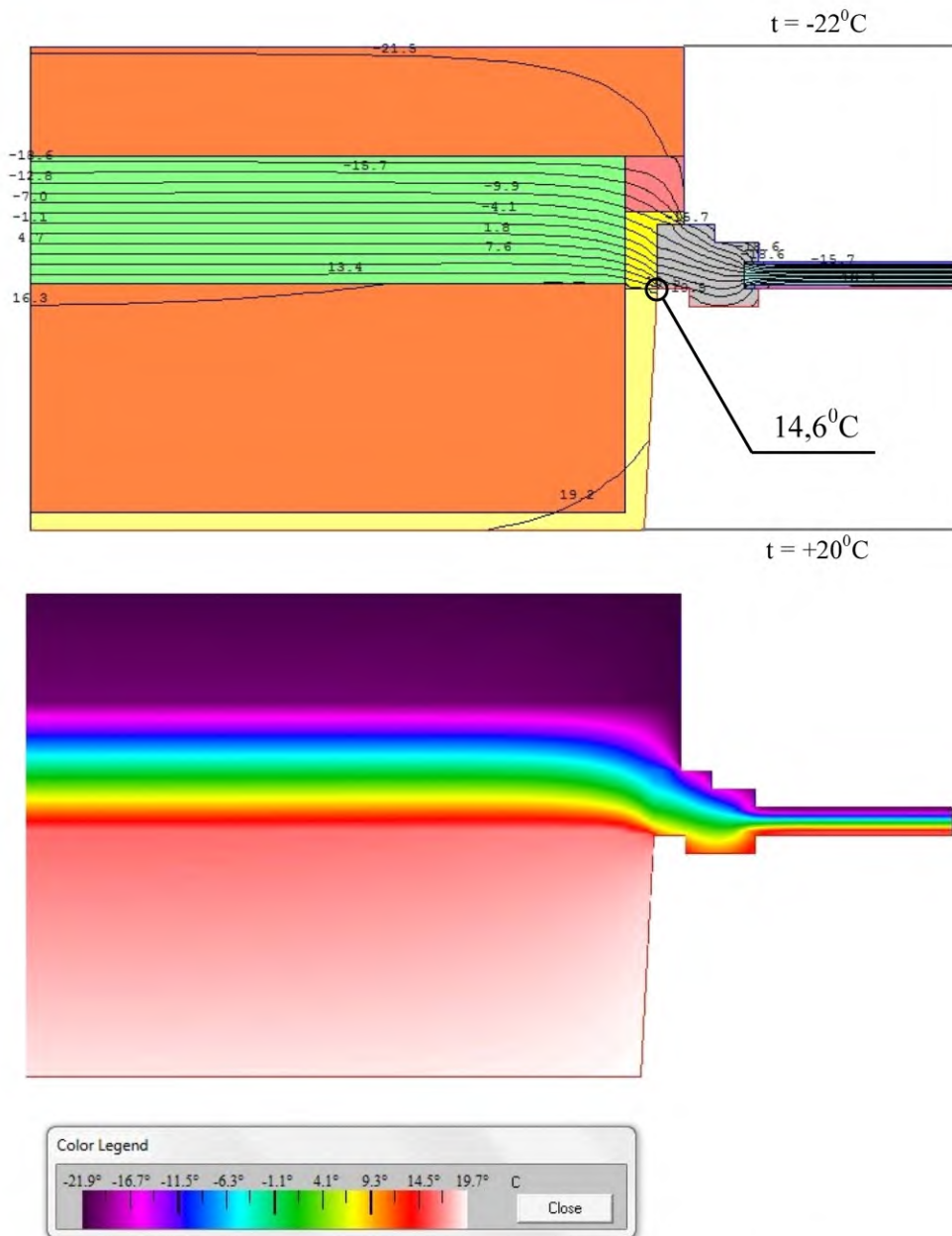
Дослідження виконуються за допомогою програмного комплексу THERM.

Кліматичні умови прийняті для міста Кропивницький відповідно [6]: температура довкілля -22°C (розрахункова температура зовнішнього повітря); температура в приміщенні $+20^{\circ}\text{C}$; відносна вологість повітря 55%.

Віконний блок з ПВХ із товщиною коробки 70 мм, розташований відразу за чвертю, відстань від зовнішньої поверхні стіни складає 120 мм. Крок зміщення віконного блоку відносно зовнішньої поверхні стіни у бік приміщення приймається 15 мм (рис. 2).



а – розташування віконного блоку (відразу за чвертю) на відстані 120 мм від зовнішньої поверхні стіни;



б – розташування віконного блоку на відстані 180 мм від зовнішньої поверхні стіни і утепленням зовнішньої поверхні віконного укосу пінополістиролом;

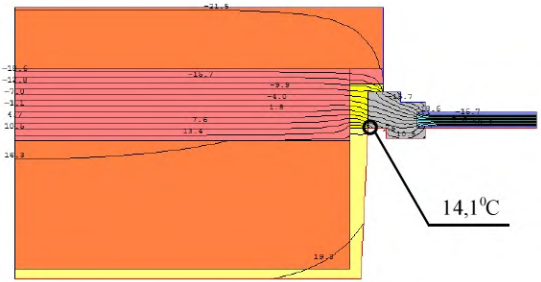
Рисунок 2 – Розподілення температур (ізотерм) в зоні примикання віконного блоку з ПВХ до трьохшарової цегляної стіни (з внутрішнім шаром утеплювача).

Для побудови графіка залежності температури внутрішнього укосу від положення вікна в товщі стіни виконано 11 розрахунків у програмі THERM при розміщенні віконного блоку від 120 до 270 мм від зовнішньої поверхні стіни з кроком зміщення 15 мм. Характерні приклади результатів розрахунків наведені на рисунку 2.

Данні результатів проведених досліджень зведено і представлено в таблиці 1.

Проведені дослідження дозволили побудувати залежність температури у внутрішньому куті примикання вікна ПВХ (поверхні відкосу) від глибини установки вікна в товщі трьохшарової зовнішньої стіни (як і в попередньому випадку товщиною 510 мм (дві цеглини)) виконаної з звичайної керамічної цегли щільністю 1800 кг/м^3 , шару утеплювача товщиною 140 мм щільністю 50 кг/м^3 і фасадної (лицювальної) цегли товщиною 120 мм (пів цеглини) щільністю 1400 кг/м^3 , що зображена на рисунку 3.

Таблиця 1 – Результати досліджень впливу положення вікон з ПВХ в товщі трьохшарової цегляної стіни (з внутрішнім шаром утеплювача) на температуру у внутрішньому куті примикання вікна до стіни.

Стіна та вікно (горизонтальний розріз)	Відстань зміщення вікна по товщі стіни l , мм	Температура у внутрішньому куті примикання вікна до стіни t , °C
	120	13,6
	135	13,9
	150	14,1
	165	14,5
	180	14,6
	195	14,1
	210	14,2
	225	14,3
	240	14,5
	255	14,6
	270	14,2

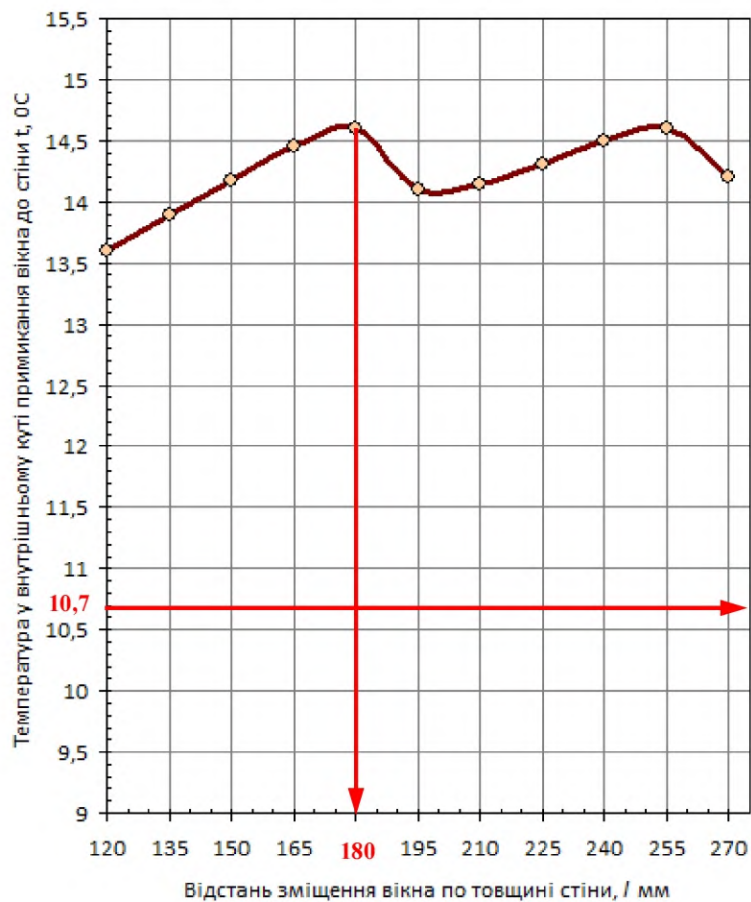


Рисунок 3 – Графік залежності температури у вузлі примикання вікна ПВХ до трьохшарової зовнішньої стіни товщиною 510 мм від розташування вікна у товщі стіни.

Аналіз результатів показав, що в цегляній стіні з шаром утеплювача зміщувати вікно в зону додатних температур не має потреби, так як шар утеплювача створює гарні температурні умови внутрішнього відкосу. Температури отримані в результаті дослідження значно перевищують точку роси $10,7^{\circ}\text{C}$, що виключає можливість утворення конденсату на внутрішній поверхні вузла примикання.

Однак, зміщення вікна в товщу стіни також призводить до підвищення температури на поверхні внутрішнього відкосу навіть в стіні з шаром утеплювача. І найбільш оптимальною з точки зору найменших тепловтрат є відстань 180 мм від зовнішньої частини стіни, так як температура у внутрішньому куті вузла примикання (відкосу) складає $14,6^{\circ}\text{C}$ (рис. 3) і є найвищою з усіх отриманих температур в ході дослідження зміщення вікна в товщу стіни.

Аналіз графіка (рис. 3) показав, підвищення температури у вузлі примикання відбувається під час знаходження віконного блоку в зоні утеплювача (рис. 2). Як тільки віконний блок попадає в зону внутрішньої версти температура у вузлі примикання падає. Тому в стінах з шаром утеплювача віконний блок слід розташовувати безпосередньо в зоні утеплювача.

Проведений аналіз температурних полів (рис. 2) показує, що при збереженні традиційного розташування вікна в площині стіни (відразу за четвертю) воно знаходиться в зоні додатних температур і що найважливіше ізотерма $10,7^{\circ}\text{C}$ знаходиться в конструкції вікна. Також наочно видно, що теплотехнічні властивості багатошарової конструкції стіни значно кращі ніж суцільної цегляної стіни.

Список літератури

1. Гамаюнова, С. А. Типи і галузі використання сучасних світлопрозорих огороджуючих конструкцій, та їх місце у забезпеченні енергоефективності будівель / С. А. Гамаюнова, С. О. Джирма // Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп’ютерних технологій : VI Всеукраїн. студ. наук.-практ. семінар: зб. матеріалів. - Кропивницький: ЦНТУ, 2018. - С. 124-128.
2. Тукало, О. С. Дослідження впливу положення вікон з ПВХ в товщі стін на тепловтрати існуючих житлових будівель вторинного ринку нерухомості в м. Кіровоград / О. С. Тукало, С. О. Джирма // Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп’ютерних технологій : IV Всеукраїн. студ. наук.-практ. семінар : зб. тез доп. / М-во освіти і науки Укр., Кіровоград. нац. техн. ун-т. - Кіровоград : КНТУ, 2016. - С. 59-66.
3. Вплив положення віконних блоків по товщині стіни на теплотехнічні характеристики вузла їх примикання / В. А. Пашинський, В. А. Настоящий, С. О. Джирма та ін. // Sciences of Europe. - Praha : Global Science Center LP, 2017. - Vol 3, № 21. - С. 8-13.
4. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6.-31:2016 – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. – 30 с. (Державні будівельні норми України).
5. Гаврилова, В.В. Технологічні особливості кріплення сучасних вікон із ПВХ в пройомах зовнішніх стін з шаром утеплювача / Гаврилова В.В., Джирма С.О. // Збірник тез доповідей III Всеукраїнського студентського науково-практичного семінару "Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп’ютерних технологій". – КНТУ, 2015. – С. 37-43.
6. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія: ДСТУ-Н Б В.1.1 – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 131 с. (Національний стандарт України).

УДК 699.86

**УДОСКОНАЛЕННЯ ВУЗЛІВ ПРИМИКАННЯ ВІКОННИХ БЛОКІВ В
МОНОЛІТНИХ СТІНАХ ЖИТЛОВИХ І ГРОМАДСЬКИХ БУДІВЕЛЬ****О.Ю. Сулима, магістр гр. БІ 18МЗ****С.О. Джирма, доц., канд. техн. наук***Центральноукраїнський національний технічний університет*

На сьогоднішній день однією з прогресивних і перспективних технологій зведення будинків є монолітне будівництво. Основними перевагами будинків, зведених за даною технологією є висока швидкість будівництва, можливість різних архітектурно-планувальних рішень, висока стійкість до несприятливих природних умов тощо [1, 2].

Монолітне будівництво житлових будинків і споруд багато років застосовується країнами Європи, в Канаді і США, а в останні роки ефективно застосовується в Україні, Росії і країнах СНД [3].

Виходячи з різних оцінок, основна кількість тепловтрат житлових і громадських будівель припадає саме на світлопрозору частину фасаду, віконні прорізи та складає близько 30% усіх теплових втрат будівлі. Значна частина тепла втрачається через місця примикання вікон до стін і через відкоси [4].

Як вже відзначалося в статті [5], керамзитобетон в якості матеріалу зовнішніх стін житлових будинків застосовується ще з радянських часів. Із керамзитобетону виготовлялись стінові блоки і панелі більшості серійних будинків 1960-х-2000-х років. За кордоном керамзитобетон і вироби з нього в каркасно-монолітному будівництві складає до 40% усього обсягу житлового будівництва [6].

Керамзитобетон щільністю 800 кг/м^3 , має міцність 5,0-7,5 МПа, коефіцієнт теплопровідності $\lambda_0 = 0,2-0,21 \text{ Вт/(м}\cdot\text{}^0\text{С)}$. Якщо порівнювати його з керамічною цеглою (щільність 1800 кг/м^3 , міцність 7,5-10 МПа, коефіцієнт теплопровідності $\lambda_0 = 0,56 \text{ Вт/(м}\cdot\text{}^0\text{С)}$), найближчим родичем якої він є, то тепловий опір керамзитобетону в 1,5-2 рази вище ніж у цегли, міцність приблизно однакова, а вартість у 3-4 рази менша. Тому використання конструкційно-теплоізоляційних керамзитобетонів в якості зовнішніх самонесучих стін каркасно-монолітних будівель більш доцільно.

Відповідно до [4] важливе значення на теплотехнічні показники вузлів примикання вікон має розташування вікна в товщі стіни.

Найбільш показовою ізотермою, що дозволяє виконати оцінку вузла з'єднання будівельних конструкцій, є ізотерма 10^0С . Для запобігання утворенню конденсату на поверхні відкосу і вікна усередині приміщення при нормативних значеннях режиму температурної вологості, ця ізотерма повинна проходити усередині конструкції. Для цього вікно в отворі потрібно зміщувати в бік приміщення, в зону позитивних температур [4, 7].

В статті [5] дослідження теплотехнічних показників вузлів примикання віконного блоку з ПВХ до зовнішньої монолітної стіни виконаної з керамзитобетону щільністю 800 кг/м^3 , товщиною 510 мм, виконувалися за допомогою програмного комплексу THERM, кліматичні умови приймалися для міста Кропивницький відповідно [8]: температура довкілля -22^0С (розрахункова температура зовнішнього повітря); температура в приміщенні $+20^0\text{С}$ [9]; відносна вологість повітря 50%.

Проведений аналіз отриманих даних і графічної залежності показав, що спосіб зміщення вікна в товщу стіни не дав бажаних результатів, так як коробка вікна потрапляла в діапазон температур нижче "точки роси" 10^0С тому існує ймовірність випадання конденсату по периметру вікна і при зниженні температури зовнішнього повітря відбудеться промерзання відкосу.

В даній роботі розглянуто і досліджено можливість підвищення теплової надійності вузлів примикання вікон з ПВХ до зовнішніх монолітних стін з керамзитобетону, шляхом застосування зовнішнього утеплення і зміщення вікна в зону додатних температур.

Умови дослідження були прийняті такі ж самі, як і в роботі [5], а саме:

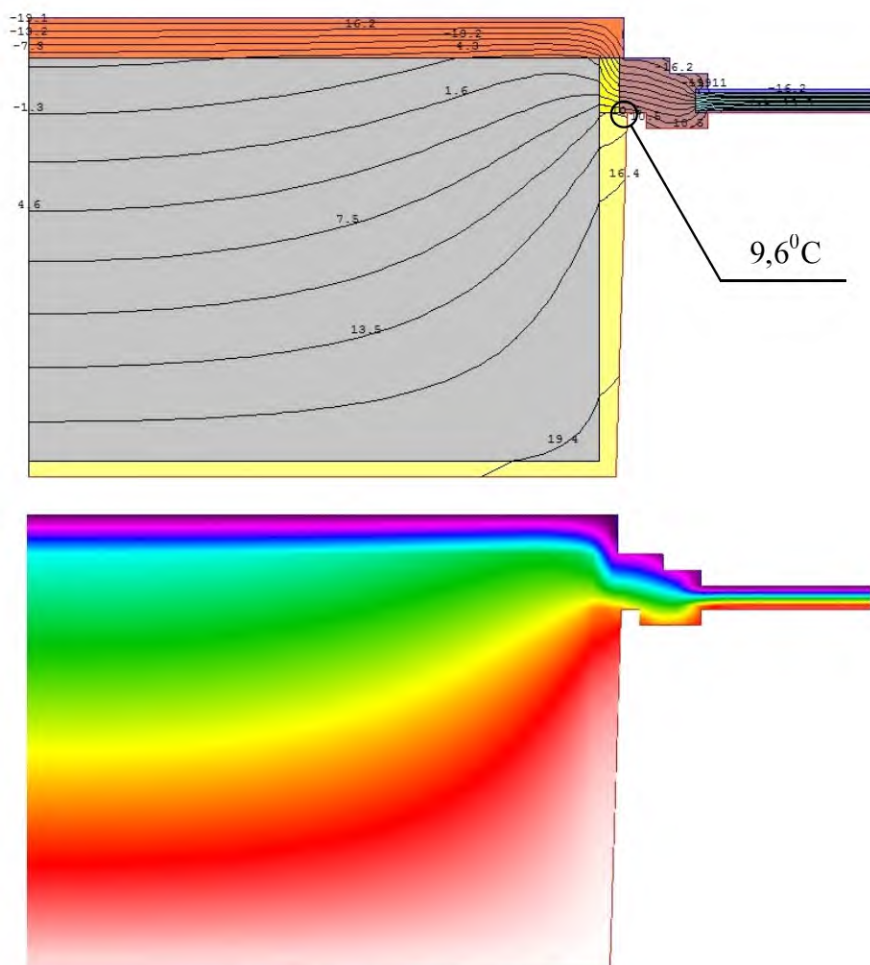
- кліматичні умови прийняті для міста Кропивницький відповідно [8]: температура довкілля -22°C (розрахункова температура зовнішнього повітря); температура в приміщенні $+20^{\circ}\text{C}$ [9]; відносна вологість повітря 50%;

- вузол примикання віконного блоку з ПВХ з товщиною коробки 70 мм, до зовнішньої монолітної стіни виконаної з керамзитобетону щільністю 800 кг/м^3 , товщиною 510 мм;

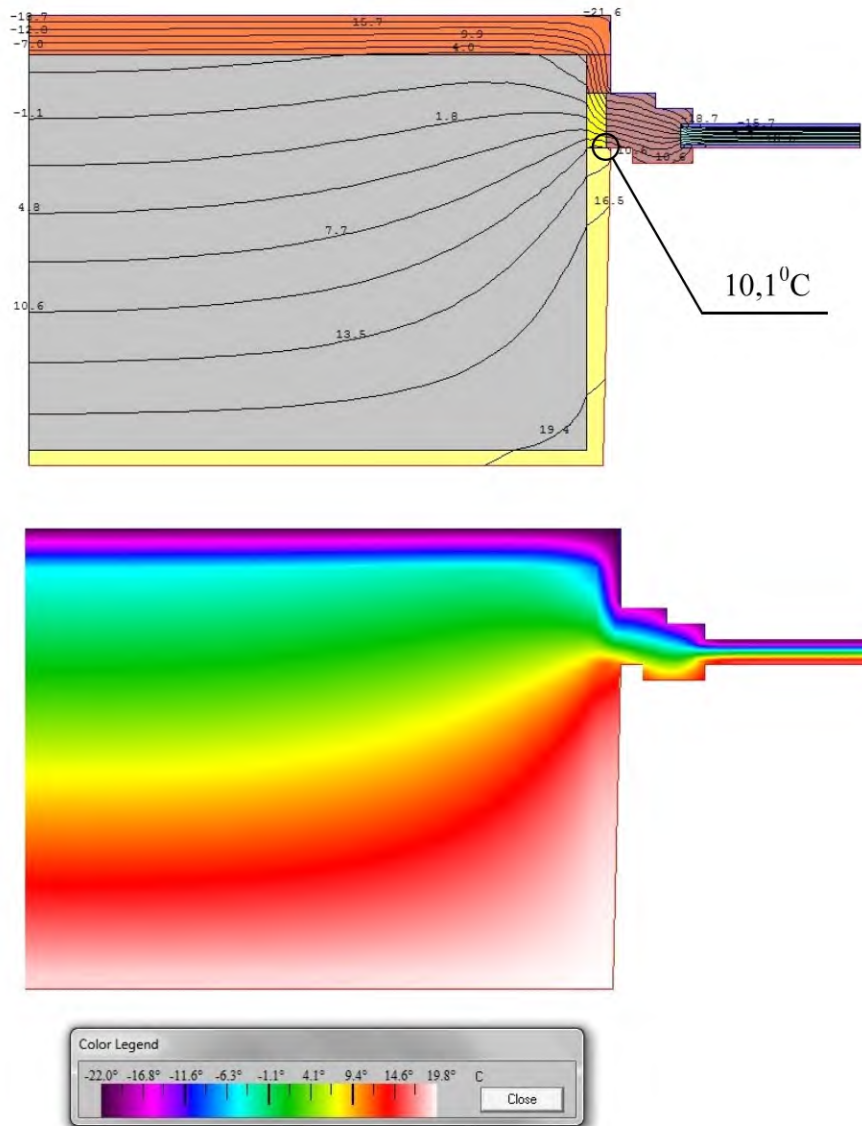
- вузол примикання віконного блоку до стіни виконується відповідно [10]. Зазор між віконною коробкою і стіною дорівнює 25 мм і заповнюється монтажною піною. Зовнішні і внутрішні відкоси виконуються з цементно-піщаної штукатурки;

- крок зміщення вікна відносно зовнішньої поверхні стіни складає 25 мм у бік приміщення.

Для утеплення та подальших розрахунків було обрано плити з кам'яної вати FASROCK фірми ROCKWOOL, що широко застосовуються на ринку для утеплення зовнішніх стін з облицюванням тонкошаровою штукатуркою. Густина цих плит дорівнює 135 кг/м^3 , теплопровідність в сухому стані при температурі $+25\pm 5^{\circ}\text{C}$ дорівнює $0,039\text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}$. Товщина утеплення відповідно виконаного теплотехнічного розрахунку стіни складає 50 мм, відкосу 30 мм.



а – розташування віконного блоку на рівні зовнішньої поверхні стіни;



в – розташування віконного блоку на відстані 50 мм від зовнішньої поверхні стіни;

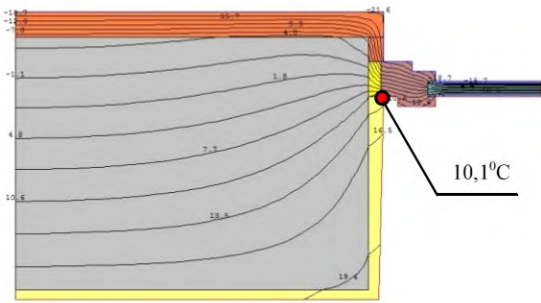
Рисунок 1 – Розподілення температур (ізотерм) в зоні примикання віконного блоку з ПВХ до монолітної керамзитобетонної стіни щільністю 800 кг/м³, з додатковим утепленням стіни і відкосу.

Для побудови графіка залежності температури внутрішнього відкосу від положення вікна в товщі стіни, утепленої мінераловатними плитами FASROCK фірми ROCKWOOL товщиною 50 мм і додатковим утепленням відкосу товщиною 30 мм виконано 11 розрахунків у програмі THERM при зміщенні віконного блоку до 250 мм від зовнішньої поверхні стіни з кроком 25 мм. Характерні приклади результатів розрахунків наведені на рисунку 1.

Данні результатів проведених досліджень зведено і представлено в таблиці 1.

Проведені дослідження дозволили побудувати залежність температури у внутрішньому куті примикання вікна ПВХ (поверхні відкосу) від глибини установки вікна в товщі монолітної залізобетонної стіни виконаної з керамзитобетону щільністю 800 кг/м³ і утепленої мінераловатними плитами товщиною 50 мм, що зображена на рисунку 2.

Таблиця 1 – Результати досліджень впливу положення вікон з ПВХ в товщі монолітної стіни щільністю 800 кг/м³, утепленої мінераловатними плитами товщиною 50 мм на температуру у внутрішньому куті примикання вікна до стіни.

Стіна та вікно (горизонтальний розріз)	Відстань зміщення вікна по товщі стіни l , мм	Температура у внутрішньому куті примикання вікна до стіни t , °C
	00	9,6
	25	10,1
	50	10,1
	75	9,6
	100	9,65
	125	9,7
	150	9,75
	175	9,8
	200	9,85
	225	9,9
	250	10,0

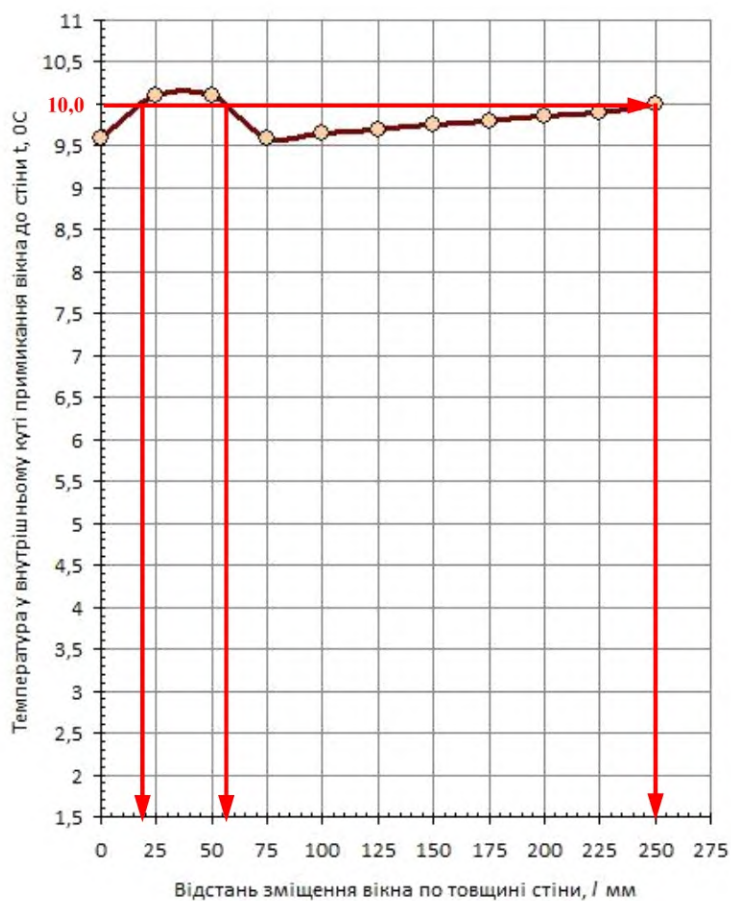


Рисунок 2 – Графік залежності температури у вузлі примикання вікна ПВХ до монолітного залізобетонної стіни з керамзитобетону щільністю 800 кг/м^3 , утепленого мінераловатними плитами товщиною 50 мм та розташування вікна у товщі стіни.

Проведений аналіз даних (табл. 1) побудованої графічної залежності (рис. 2) показав, що зміщення вікна в товщу стіни призводить до підвищення температури на поверхні внутрішнього відкосу і на відстані 20-55 мм температура у вузлі примикання вікна до стіни

складає $10,1^{\circ}\text{C}$, що перевищує "точку роси" і гарантує відсутність умов для утворення конденсату на поверхні вузла примикання, виключає промерзання укосу і таким чином зменшує тепловтрати через його поверхню.

Оптимальним положенням вікна в товщі монолітної стіни щільністю 800 кг/м^3 , утепленої мінераловатними плитами ROCKWOOL товщиною 50 мм і додатковим утепленням відкосу товщиною 30 мм є відстань 20-55 мм і 250 мм та більше від зовнішнього краю стіни.

Таким чином, запропоноване утеплення стіни і зміщення вікна в товщі стіни в зону позитивних температур дозволило вирішити проблему промерзання вузлів примикання вікон з ПВХ до монолітних стін з керамзитобетону щільністю 800 кг/м^3 .

В подальших дослідженнях планується встановити вплив товщини утеплення на тепловтрати через вузли примикання вікон до зовнішніх стін.

Список літератури

1. Квятковская, Д.М. Монолитное строительство – одна из наиболее перспективных технологий возведения зданий и сооружений / Д.М. Квятковская, С.А. Джирма // Наука - виробництву, 2013: XLVII Наук. конф. студ. і магістр.: зб. тез доп. - Кіровоград: КНТУ, 2013. - С. 51-52.
2. Джирма, С.А. Технология строительства монолитных домов с использованием несъемной опалубки системы "ТСТ-Дом" / С.А. Джирма, О.А. Плотников // Наукові записки: зб. наук. пр. - Кіровоград: КНТУ, 2014. - Вип. 15. - С. 116-123.
3. Плотников, О. А. Каркасні технології зведення малоповерхових будинків / О. А. Плотников, С. О. Джирма // Наука – виробництву 2015 : зб. тез доп. виклад., аспірантських наук. дослід. за підсумками проведення "Дня науки – 2015". - Кіровоград : КНТУ, 2015. - С. 87-89.
4. Вплив положення віконних блоків по товщині стіни на теплотехнічні характеристики вузла їх примикання / В. А. Пашинський, В. А. Настоящий, С. О. Джирма та ін. // Sciences of Europe. - Praha : Global Science Center LP, 2017. - Vol 3, № 21. - С. 8-13.
5. Ружич, Р. А. Дослідження теплових характеристик вузлів примикання віконних блоків з ПВХ в монолітних стінах / Р. А. Ружич, С. О. Джирма // Досвід впровадження у навчальній процес сучасних комп'ютерних технологій : VI Всеукраїн. студ. наук.-практ. семінар, 25-26 жовтня 2018 р., м. Кропивницький : зб. матеріалів / М-во освіти і науки Укр., Центральноукраїн. нац. техн. ун-т. - Кропивницький : ЦНТУ, 2018. - С. 129-133.
6. Керамзитобетон – один з наповнювач при виробництві [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://ukrarticles.pp.ua/stroitelstvo/3619-keramzitobeton-odin-iz-napolnitelej-pri-proizvodstve-blokov.html>
7. Правиленко, Н.М. Зниження тепловтрат будівель шляхом застосування енергоефективних проектних і технологічних рішень вузлів примикань сучасних світлопрозорих огорожуючих конструкцій / Н.М. Правиленко, С.О. Джирма // Збірник праць молодих науковців КНТУ. - Кіровоград : КНТУ, 2014. - Вип. III. - С. 800-801.
8. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія: ДСТУ-Н Б В.1.1–К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 131 с. (Національний стандарт України).
9. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2016. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. – 30 с. (Державні будівельні норми України).
10. Борискина, И.В. Современные светопрозрачные конструкции гражданских зданий. Справочник проектировщика. Том II Оконные конструкции из ПВХ / Шведов Н.В., Плотников А.А. // Санкт-Петербург: НИУПЦ «Межрегиональный институт окна», 2005. – 320 с.

УДК 691.537

ОГЛЯД ДОБАВОК В БЕТОН ДЛЯ НАДАННЯ ЙОМУ НЕОБХІДНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ

Л.О. Лаптева, ст. гр. БІ-18М,
 О.А. Плотніков, викладач,
 І.О. Скриннік, доц., канд. техн. наук
 Центральноукраїнський національний технічний університет

Для регулювання властивостей бетону, бетонної суміші та економії цементу застосовують різні добавки в бетон [1-3]. Їх поділяють на дві групи. До першої відносяться хімічні речовини, що додаються в бетон у невеликій кількості (0,1-2 % маси цементу) для зміни в необхідному напрямку властивостей бетонної суміші і бетону. До другої відносяться тонкомолоті матеріали, що додаються в бетон в кількості 5-20 % і більше для економії цементу або для отримання щільного бетону при малих витратах цементу. До тонкомолотих добавок відносять золи, мелені шлаки, Піски, відходи каменедроблення і деякі інші матеріали, що надають бетону спеціальні властивості (підвищують його щільність, жаростійкість, змінюють електропровідність, надають кольору і т. п.).

Останнім часом найбільше застосування знаходять хімічні добавки. Ці добавки класифікують за основним ефектом дії:

- Добавки, що регулюють властивості бетонних сумішей: пластифікуючі, тобто збільшують рухливість бетонної суміші; стабілізуючі, тобто такі, що попереджують розшарування бетонної суміші; водоутримуючі - зменшують води.

- Добавки, що регулюють тужавіння бетонних сумішей і твердіння бетону: прискорюють тужавіння, уповільнюють тужавіння, прискорюють твердіння, такі, що забезпечують безпечне твердіння при негативних температурах (протиморозні).

- Добавки, що регулюють щільність і пористість бетонної суміші і бетону: газоутворюючі, піноутворюючі, ущільнюючі, добавки-регулятори деформацій бетону.

- Добавки, що надають бетону спеціальні властивості: гідрофобізуючі, тобто зменшують змочування бетону; антикорозійні, тобто підвищують стійкість до агресивних середовищ; інгібітори корозії сталі, що підвищують захисні властивості бетону по відношенню до сталі; фарбувальні; надають бактерицидні та інсектицидні властивості.

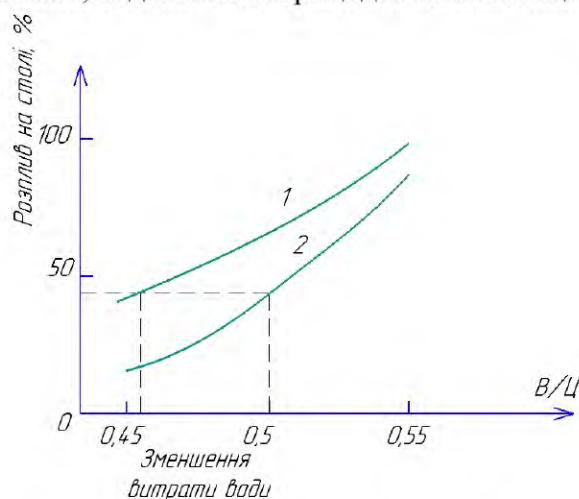


Рисунок 1 – Ефект дії пластифікатора на зниження витрати води: 1 – Розчин з добавкою; 2 – Розчин без добавки

Деякі добавки мають поліфункціональну дію, наприклад пластифікуючі, газоутворюючі, пластифікуючі та ін. Нерідко для отримання необхідного ефекту поліфункціональної дії застосовують комплексні добавки, що містять кілька компонентів, наприклад пластифікуючі добавки та одночасно гідрофобізуючі і т. д. Велика різноманітність добавок і можливостей їх раціонального комплексування дозволяє технологу домагатися підвищення технологічних властивостей бетонної суміші та бетону, зниження витрат цементу, енергії і трудовитрат при виробництві бетонних і залізобетонних конструкцій.

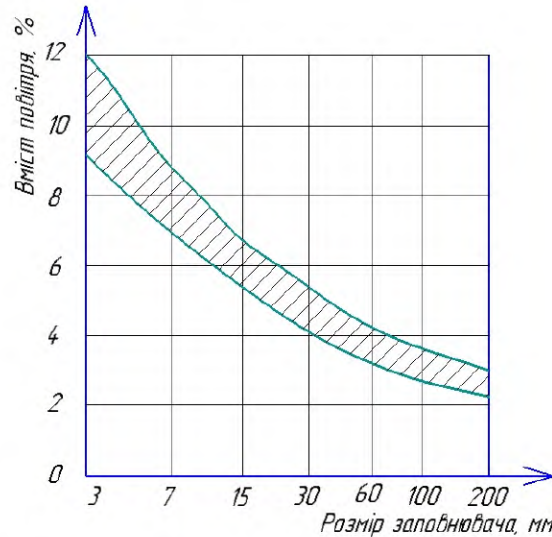


Рисунок 2 – Вплив кількості повітря (доданого добавкою) на міцність бетону

В даний час актуальним є завдання підвищення теплотехнічних характеристик будівель і споруд. Один із шляхів її вирішення – використання конструкцій і виробів з легкого бетону. Використання добавок для отримання легких бетонів є перспективним напрямом розвитку сучасної науки.

Список літератури

1. Кривенко П.В. та інші Будівельні матеріали.-К. : Вища школа, 1993,388 с.
2. Чехов А.П. Сергеев А.М. Справочник по бетонам и растворам. Киев.– 1972.– 221 с.
3. Виробнича база будівництва : метод. вказ. до опрацювання змістовних модулів, самост. та контрол. роботи., практ. занять / уклад. В. А. Настоящий, В. В. Дарієнко; Мінст-во освіти і науки України, Центральноукраїнськ. нац. техн. ун-т. - Кропивницький : ЦНТУ, 2018. - 61 с.

УДК 69.07

ОГЛЯД РІЗНОВИДІВ ПРОСТОРОВИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ СТРУКТУРНО-ВАНТОВИХ КОНСТРУКЦІЙ

Б.В. Чікалов, *ст. гр. БІ-18М,*

О.С. Луцик, *ст. гр. БІ-18М,*

Б.В. Лисенко, *ст. гр. БІ-18М*

Центральноукраїнський національний технічний університет

Сучасний етап зведення будівель та споруд як в Україні, так і в усьому світі характеризується впровадженням новітніх та ефективних матеріалів. Цей виклик сьогодення став каталізатором появи просторових покриттів.

Унаслідок незаперечних переваг, раціональної просторової роботи та високої техніко-економічної ефективності сталевих структурних покриттів, рішення вдосконалити та спростити вузли з'єднання, замінити елементи решітки на більш легкі й об'єднати їх для сумісної роботи з армоцементом є перспективним напрямом розв'язання поставленої проблеми [1,2]. Тому вирішення питання розроблення, дослідження, проектування та впровадження сталезалізобетонних структурно-вантових конструкцій покриттів за умови забезпечення високого рівня несучої здатності при низькій масі є актуальною проблемою.

Сталезалізобетонні структурно-вантові конструкції можуть мати різноманітну форму [3,4]. До них належать: куполи, оболонки, аркові й плоскі конструкції. Кожна з конструкцій має свої особливості, але є спільні переваги: мала будівельна висота, економія матеріалів, низька маса, надійність, поєднання у собі несучих та огорожувальних функцій. Основна особливість сталезалізобетонного структурно-вантового покриття полягає в тому, що за рахунок поєднання полегшених елементів структури болтовим з'єднанням і сталевим канатом забезпечується сумісна робота конструкції в цілому та з'являється можливість створення просторових конструкцій із довільним окресленням, а за рахунок зміни довжини з'язок регулюється кривизна системи.

Балкові конструкції

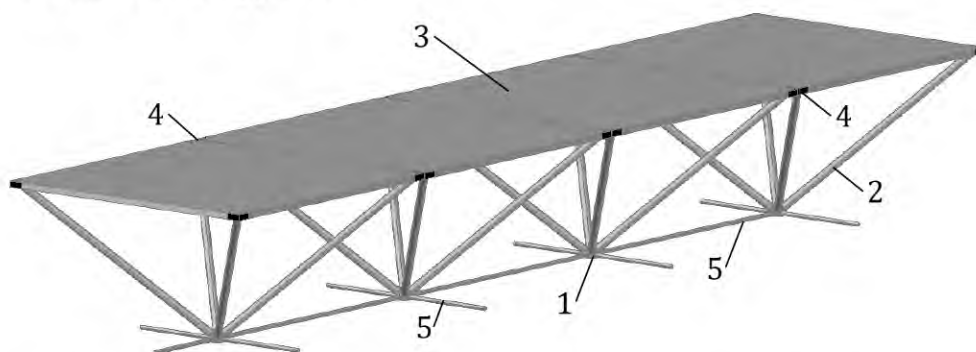


Рисунок 1 – Збірний лінійний елемент сталезалізобетонного структурно-вантового покриття: 1 – вузол з'єднання по нижньому поясу; 2 – розкос; 3 – верхній пояс (армоцементна плита); 4 – закладна деталь; 5 – нижній пояс (гнучкий вант)

Сутність таких конструкцій полягає у зменшенні ваги конструкції, в зменшенні витрат на виготовлення, скороченні термінів будівництва і в забезпеченні необхідної жорсткості. Сталезалізобетонна структурно-вантова конструкція складається із сталевій решітки, гнучкого нижнього пояса та армоцементної плити, що виконує роль верхнього пояса структури й поєднує несучу та огорожувальну функції.

Головною перевагою таких конструкцій є те, що в них не виникають розпирні зусилля у вузлах кріплення (на опорах) за рахунок утвореної структури – просторова ферма з решіткою із сталевого прокату та вантів як елементів нижнього пояса.

Консольні конструкції

Запропонована нова конструктивна форма – структурно-вантова сталезалізобетонна консольно-балкова конструкція (рис. 1.31), сутність якої полягає в тому, що вона складається з окремих квадратних структурних елементів і кріпиться до опори вантовими елементами. Вона монтується на об'єкті з окремих елементів сталезалізобетонних структур – «кристалів».

Сутність структурно-вантової сталезалізобетонної консольно-балкової конструкції полягає у тому, що бетонна складова працює сумісно з металевою і знаходиться в нижньому поясі. Таке поєднання сталі та бетону забезпечує сприятливі умови для їх раціональної спільної роботи в комплексній конструкції, при цьому досягається вигідне використання матеріалів: під впливом навантаження бетон сприймає стискаючі зусилля, сталева структурна решітка сприймає як зусилля розтягу, так і стиску, а вантові елементи – тільки зусилля розтягу.

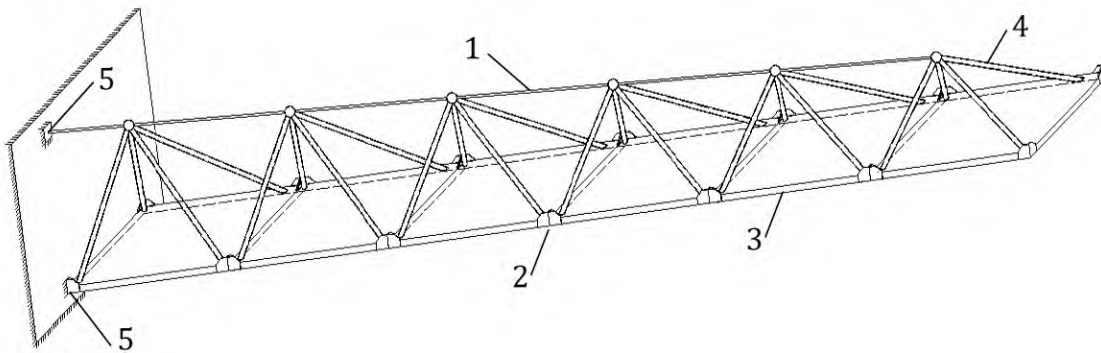


Рисунок 2 – Консольне покриття: 1 – гнучкий вант; 2 – закладна деталь; 3 – армоцементна плита; 4 – структурна решітка; 5 – опорні вузли

Конструкція консольного покриття здатна сприймати великі навантаження та має суттєві переваги як за техніко-економічними показниками, так за умовами роботи. Проте важливим елементом такої конструкції є вузол, яким прикріплюється вантовий елемент до несучої «основи».

Аркові конструкції

Запропонована нова конструктивна форма – аркова конструкція (рис. 1.32), що монтується з окремих збірних секцій або окремих елементів сталезалізобетонних структур «кристалів». Такими покриттями можна покривати значні прольоти, які в кілька разів перевищують довжину окремих плит.

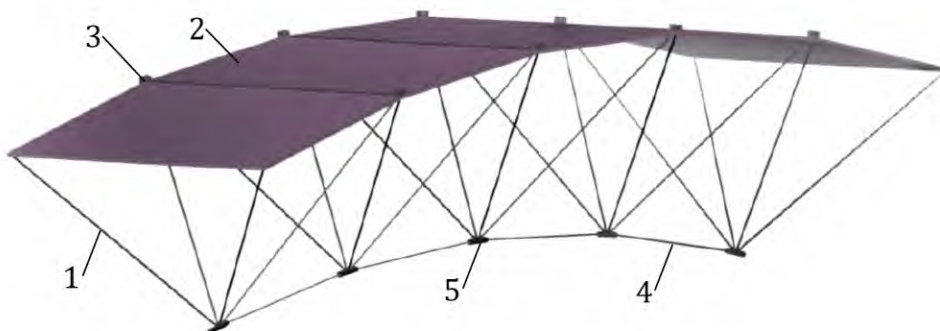


Рисунок 3 – Аркова конструкція: 1 – розкос; 2 – армоцементна плита; 3 – вузол з'єднання верхнього пояса; 4 – гнучкий стрижень (вант); 5 – вузол для з'єднання нижнього пояса

Запропонована конструкція циліндричної оболонки здатна сприймати великі навантаження та має суттєві переваги як з точки зору роботи, так і за техніко-економічними показниками.

Оглянувши історію та основні відомості про сталезалізобетонні просторові покриття, робимо висновок, що використання таких конструкцій є перспективним напрямком, що дає можливість отримати значний техніко-економічний ефект та дозволяють зводити покриття будь-яких окреслень та форм.

Список літератури

1. Гасій Г.М. Розрахунок вузлів сталезалізобетонної структурної конструкції за методом кінцевих елементів / Г.М. Гасій // Будівельні конструкції: Зб. наук. праць. – К.: НДІБК, 2007. – Вип. 67. – С. 119 – 124.
2. Дарієнко В.В. Розрахунок сталезалізобетонних балок з гнучкими анкерами // Проблеми розвитку дорожньо-транспортного і будівельного комплексів: зб. ст. і тез. міжнар. наук.-прак. конф. / КНТУ. – Кіровоград, 2013. – С. 283–287.
3. Стороженко Л.І. Особливості сталезалізобетонних структурних покриттів та їх будівництва / Л.І. Стороженко, Л.І. Сердюк, В.М. Тимошенко, О.В. Нижник, Г.М. Гасій // Галузеве машинобудування, будівництво: Зб. наук. праць. – Полтава: ПолтНТУ, 2006. – Вип. 18. – С. 90 – 96.
4. Стороженко Л.І. Просторові сталезалізобетонні структурно-вантові покриття / Л.І. Стороженко, Г.М. Гасій, С.А. Гапченко – Полтава: АСМІ, 2015 – 216с.

УДК 624.072.2

РОЗРОБКА ТА ВИГОТОВЛЕННЯ УНІВЕРСАЛЬНОГО БУЛЬДОЗЕРНОГО РОБОЧОГО ОБЛАДНАННЯ ДЛЯ СІЛЬСЬКОГОСПОДАРСЬКИХ КОЛІСНИХ ТРАКТОРІВ JOHN DEERE

**О.К. Аржанцев, ст. гр. МБ(ДМ)-18М,
С.О. Карпушин, доц., канд. техн. наук**

Центральноукраїнський національний технічний університет

О.С. Бобров *нач. відділу запчастин ТОВ Агроресурс м. Кропивницький*

Значною проблемою у містах України в зимовий період є питання, пов'язані з прибиранням автомобільних шляхів, міських вулиць, доріг та інших об'єктів від снігу. Більшість автомобільних доріг регіонального значення від снігу не прибираються, хоча вимоги законодавства досить жорстко регламентують нормативи очищення вулиць та доріг.

Потужностей обл. та райавтодорів із застарілим машинним парком, що фінансуються з державного бюджету, вистачає, в кращому випадку, на очищення міжміських магістралей та міських вулиць. Проблема вирішується двома шляхами: перший – чекати своєї черги та сподіватися на МНС; другий – вирішувати проблему самотужки. Фактично вирішення проблеми лягає безпосередньо на мешканців сіл та віддалених містечок, і можуть вирішити її фермери.

Однією з найпоширеніших машин, що можуть бути застосовані, та застосовуються для снігоочиснення, і наявні у фермерських господарствах - є колісні трактори John Deere різної потужності та МТЗ. Слід зауважити, що МТЗ має недостатню потужність та продуктивність для очищення достатньо великих та лінійно протяжних об'єктів, як автомобільні шляхи. Тому попит на снігоприбиральні відвали для колісних John Deere достатньо високий починаючи з 2014р. Ціновий сегмент на снігоприбиральний відвал в 2017-2019 рр. складає 70...200 тис грн. Це пояснюється тим, що відомий і популярний серед аграріїв в Україні ТОВ «завод Кобзаренко» м. Київ не виготовлює снігоприбиральні відвали на колісні трактори John Deere сільськогосподарського призначення. Справа в керованій передній вісі та в наявності противаг, що розташовані над передньою віссю трактора і створюють конструктивні та кінематичні перешкоди для встановлення снігоприбирального бульдозерного обладнання. Зняття противаг знижує зчипну вагу машини та її тягове зусилля і в кінцевому підсумку проходність, що неприпустимо в зимових умовах. Для розчищення снігових заметів на лінійно протягнутих об'єктах, як автомобільні шляхи, найкраще зарекомендувало себе бульдозерне обладнання з можливістю косого встановлення відвалу (рис.1) до напрямку руху трактора.



Рисунок 1 - Типові конструкції відвалів, що мають можливість встановлення під кутом до напрямку руху базової машини

Потреба у можливості косого встановлення відвалу до напрямку руху трактора додатково створює конструктивні складнощі в конструкції з противагою. Колективом авторів запропонована власна конструкція снігоприбирального робочого обладнання для колісних тракторів John Deere (рис.2).

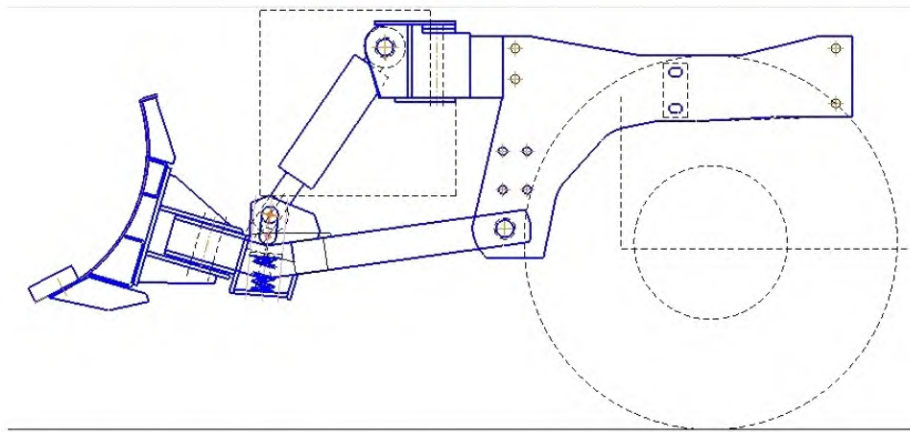


Рисунок 2 – Пропонована конструкція снігоприбирального відвалу для колісних тракторів John Deere з пружним демпфером (транспортне положення)

Виготовлення снігоприбирального відвалу в не заводських умовах передбачає застосування ділового металу стандартних профілів (рис.3), що не завжди є економічно раціональним. Зокрема це стосується проектування та виготовлення штовхаючої рами обладнання.

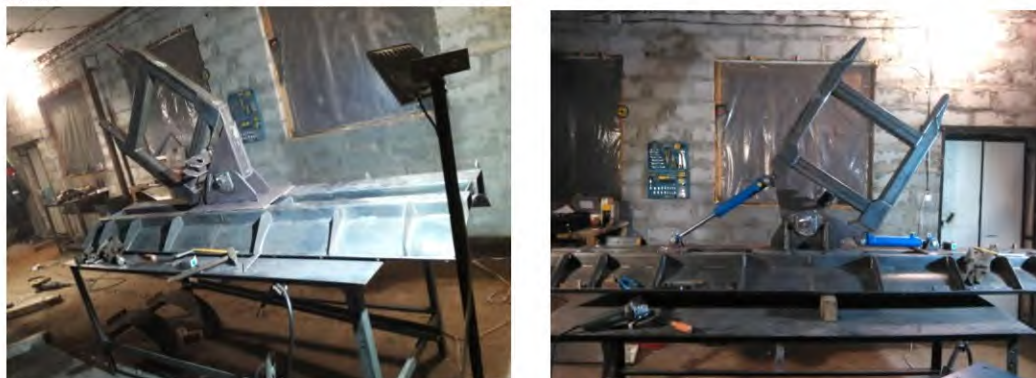


Рисунок 3 – Процес виготовлення пропонованого снігоприбирального робочого обладнання власноруч.

Правий та лівий кронштейни кріплення штовхаючої рами обладнання до лонжеронів трактора виготовлені з листової сталі товщиною 15мм. Для виготовлення даних деталей застосовувалося плазморіжуче обладнання (рис.4).

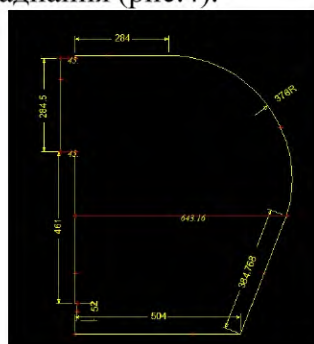


Рисунок 4 – Приклад робочого креслення для виготовлення кронштейна на плазморіжучому обладнанні

Після виконання проектно-конструкторських робіт був виготовлений перший зразок. На рис.5 і рис. 6 наведено процес монтажу снігоприбирального робочого обладнання доц. Карпушиним С.О. на колісний трактор John Deere 6930 в с. Тарасівка Новгородківського району.



Рисунок 5 – Встановлення гідроциліндрів підйому-опускання та повороту відвалу в проміжку між секціями противаг



Рисунок 6 – Процес монтажу снігоприбирального відвалу власної конструкції

На рис.7 наведено загальний вигляд машини з пропонованим робочим обладнанням під час натурних випробувань.



Рисунок 7 - Загальний вигляд колісного трактора John Deere 6930 з пропонованим універсальним бульдозерним робочим обладнанням під час натурних випробувань

Висновки: Продовжується процес удосконалення існуючих і створення нових снігоприбиральних машин і їх робочого обладнання. Знаходять вдале застосування ряд сільськогосподарських машин підвищеної прохідності на колісному рушійнику.

Список літератури

1. Ветров, Ю.А. Разрушение прочных грунтов / Ю.А. Ветров, В.Л. Балдинский, В.Ф. Баранников, В.П. Кукса. - Киев: Будивельник, 1993. 355 с.
2. Баловнев, В.И. Коммунальная техника. - М.: Машиностроение, 2002. 176 с.
3. Баловнев, В.И. Дорожно-строительные машины и комплексы: учебник. 2-изд., перераб. и допол. Под ред. В.И. Баловнева // В.И. Баловнев, Г.В. Кустарев, Е.С. Локшин и др. - Омск: Изд-во СибАДИ, 2001. 528 с.
4. Мирзоян, С.Г. Повышение Эффективности скоростных плужных снегоочистителей. Дисс. на соиск уч. степени канд. техн. наук. - М.: МАДИ, 1999. 225 с.
5. Машини для земляних робіт: Підручник / Л. А. Хмара, С. В. Кравець, М. П. Скоблюк та ін.; за заг. ред. д.т.н., проф. Л. А. Хмари та д.т.н., проф. С. В. Кравця. – Х.: ХНАДУ, 2014. – 548 с.
6. Прибирання снігу Київ. Домашній бізнес. Електронний ресурс: <https://homebiznes.in.ua/prybyrannya-snihu-zatrebuvaunyj-v-ukrajini-zymovyj-biznes/>

УДК 699.86

ДОСЛІДЖЕННЯ ВПЛИВУ КОНСТРУКЦІЇ ФАСАДУ НА КОЕФІЦІЄНТ ТЕПЛОТЕХНІЧНОЇ ОДНОРІДНОСТІ

Я.В. Мазур, *ст. гр. БІ-18М,
Центральноукраїнський національний технічний університет*

Вважається, що навісний фасад з вентиляльованим повітряним прошарком є одним з найефективніших сучасних способів утеплення зовнішніх стін будинків. Особливістю такої системи є наявність тонкого повітряного прошарку між теплоізоляційним і декоративним шаром конструкції (фасадна панель). Однак монтаж навісних вентиляльованих фасадів поєднаний з використанням значної кількості кріпильних елементів, які являють собою теплопровідні включення й можуть негативно впливати на теплотехнічну однорідність конструкції. У зв'язку із цим можливо значне погіршення теплотехнічної й економічної ефективності використання навісних вентиляльованих фасадів.

Впливу кріпильних елементів на теплотехнічну однорідність навісних вентиляльованих фасадів присвячені роботи А. М. Протасевича, А. Б. Крутиліна, В. М. Гагаріна, В. В. Козлова, С. Н. Овсянікова, Т. О. Вязової. У цих роботах розглядається теплотехнічні основи розрахунків параметрів навісних вентиляльованих фасадів з урахуванням впливу теплопровідних включень.

У роботі О. А. Тусніної розглядається застосування сучасних програмних комплексів для визначення коефіцієнта теплотехнічної однорідності конструкцій з навісним вентиляльованим фасадом.

Техніко-економічне обґрунтування застосування фасадних конструкцій при утепленні зовнішніх стін будинків розглянуте в роботі. У роботах зібрані й проаналізовані властивості й характеристики різних теплоізоляційних матеріалів і технологій, які використовуються при утепленні конструкцій, що обгороджують, будинків.

Метою роботи є визначення коефіцієнта теплотехнічної однорідності для кріпильних елементів навісного фасаду з вентиляльованим повітряним прошарком, а також його залежність від матеріалу, геометричних параметрів і концентрації кріпильних елементів.

Опір теплопередачі конструкції з навісним вентиляльованим фасадом визначається по формулі [1]:

$$R_{нф} = \frac{1}{a_{int}} + (R_{cm} + R_{ym}) \cdot r + R_{np} + R_{\delta} + \frac{1}{a_{ext}}, \quad (1)$$

де $R_{ст}$ – опір теплопередачі зовнішньої стіни будинку, $m^2 \cdot ^\circ C / Вт$;

$R_{ут}$ – опір теплопередачі шару утеплювача, $m^2 \cdot ^\circ C / Вт$;

$R_{пр}$ – опір теплопередачі повітряного прошарку, $m^2 \cdot ^\circ C / Вт$;

$R_{д}$ – опір теплопередачі декоративного шару, $m^2 \cdot ^\circ C / Вт$;

r – коефіцієнт теплотехнічної однорідності, обумовлений наявністю теплопровідних включень.

Коефіцієнт теплотехнічної однорідності r відображає наявність у огорожуючої конструкції ділянок зі значно більшою теплопровідністю, ніж вся конструкція, тобто теплопровідних включень.

Коефіцієнт теплотехнічної однорідності визначають із відношення теплових потоків:

$$r = \frac{Q_{cm}}{Q_{np}}, \quad (2)$$

де $Q_{ст}$ – тепловий потік через огорожуючу конструкцію без теплопровідного включення, Вт;

$Q_{пр}$ – тепловий потік через огорожуючу конструкцію з теплопровідним включенням, Вт.

Для огорожуючої конструкції, з вентиляльованими начіпними фасадами визначальними теплопровідними включеннями є кронштейни й анкерні болти. За допомогою кронштейна несучий каркас з'єднується з основою, сам же кронштейн кріпиться до стіни будинку за допомогою анкерного болта. Знаючи кількість кронштейнів на одиницю площі конструкції можна визначити коефіцієнт теплотехнічної однорідності конструкції.

Для визначення коефіцієнта теплотехнічної однорідності ділянки конструкції з начіпним вентиляльованим фасадом був використаний програмний пакет ANSYS.

Анкерний болт виконаний зі сталі й має наступні параметри: діаметр \varnothing – 10 мм, довжина 1-120 мм. Кронштейн П-образної форми виконаний зі сталі й має наступні параметри: висота h – 210 мм (відповідно товщині теплоізоляційного шару й товщі не повітряного прошарку), ширина b – 40 мм, товщина δ – 2 мм. При монтажі конструкції в розглянутій системі кронштейни розташовуються із кроком 600×900 мм. Інакше кажучи, на 1 м² конструкції припадає 1,85 \approx 2 кронштейна.

Огорожуюча конструкція являє собою кладку із силікатної цегли, товщиною 0,5 м.

Першим кроком при визначенні коефіцієнта теплотехнічної однорідності ділянки конструкції із кронштейном і анкерним болтом є побудова геометричної моделі в середовищі ANSYS. Будується ділянка зовнішньої огорожуючої конструкції 600×900×500 мм. Далі відбувається побудова геометричної моделі несучого кронштейна з анкерним болтом, який заглиблюється в несучу конструкцію на відстань 105 мм. Надалі будується шар теплоізоляційного матеріалу відповідної товщини.

У таблиці 1 представлені результати дослідження ділянки огорожуючої конструкції із кронштейном і анкерним болтом і коефіцієнт теплотехнічної однорідності r .

Таблиця 1 – Результати розрахунків

Параметр	Од. вим.	Значення
Тепловий потік через ділянку із кронштейном, $Q_{пр}$	Вт	3,0178
Тепловий потік через ділянку без кронштейна, $Q_{ст}$	Вт	2,8043
Коефіцієнт теплотехнічної однорідності, r		0,93

Таким чином, для поточного розрахунку із установленими параметрами системи начіпного вентиляльованого фасаду – товщиною теплоізоляційного шару й шару повітряного прошарку, розмірами й кроком розташування кріпильних елементів – коефіцієнт теплотехнічної однорідності r рівний 0,93.

У системах начіпних вентиляльованих фасадів використовуються як кронштейни, виготовлені зі сталі, так і кронштейни, виготовлені з алюмінію, який має більшу в порівнянні зі сталлю теплопровідність (200 Вт/м·°С). Значення коефіцієнта теплотехнічної однорідності для кронштейна, виконаного із алюмінію, представлено в таблиці 2.

Таблиця 2 – Результати розрахунків для кронштейна з алюмінію

Параметр	Од. вим.	Значення
Тепловий потік через ділянку із кронштейном, $Q_{пр}$	Вт	3,1079
Тепловий потік через ділянку без кронштейна, $Q_{ст}$	Вт	2,8043
Коефіцієнт теплотехнічної однорідності, r		0,9

За допомогою розробленої моделі були розраховані коефіцієнти теплотехнічної однорідності для різної концентрації кріпильних елементів (таблиця 3).

Таблиця 3 – Коефіцієнти однорідності r (для цегельної кладки з $\delta = 0,5$ м)

Кількість кронштейнів на 1 м ²	Сталевий кронштейн	Алюмінієвий кронштейн
	210×40×2 мм із анкерним болтом 120×10 мм	210×40×2 мм із анкерним болтом 120×10 мм
2	0,93	0,9
3	0,89	0,85
4	0,86	0,81
5	0,83	0,78
6	0,79	0,74

У розглянутій конструкції при збільшенні концентрації кріпильних елементів з 2 до 6 коефіцієнт теплотехнічної однорідності знижується до 0,79 для сталевих кронштейнів і до 0,74 для алюмінієвих. Очевидно, що зниження коефіцієнта теплотехнічної однорідності приведе до зниження опору теплопередачі розглянутої конструкції, а отже, і до зниження теплотехнічної й економічної ефективності заходу в цілому. Таким чином, при проектуванні заходів щодо утеплення огорожуючи конструкцій з використанням начіпних вентилязованих фасадів необхідно максимально скорочувати кількість використовуваних кріпильних елементів і віддавати перевагу сталевим кронштейнам для досягнення максимальної ефективності від використання таких технологій.

Список літератури

1. Теплоизоляционные материалы и конструкции : учебник для средних профессионально-технических учебных заведений [Текст] / Ю. Л. Бобров, Е. Г. Овчаренко, Б. М. Шойхет [и др.]. – М. :ИНФРА_М, 2003. – 268 с.
2. Хоменко, В. П. Справочник по теплозащите зданий [Текст] / В. П. Хоменко, Г. Г. Фаренюк. – К. :Будівельник, 1986. – 216 с.
3. Богословский, В. Н. Строительная теплофизика (теплофизические основы отопления, вентиляции и кондиционирования воздуха) [Текст] : уч. для вузов / В. Н. Богословский. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Высш. школа, 1982. – 415 с., ил.

УДК:691.421:691.535

ДОСЛІДЖЕННЯ ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЇ НАДІЙНОСТІ СТІН З ДРІБНОРОЗМІРНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Є.В. Переверзєв, ст. гр. БІ-18МЗ,
Центральноукраїнський національний технічний університет

На сучасному етапі серед загальних вимог до будівель та споруд з керамічної цегли на першому місці є їх довговічність, яка крім наявності вихідних характеристик якості повинна задовольняти вимогам безпеки й експлуатаційної придатності з належним ступенем надійності протягом заданого терміну служби при різних видах впливу, таких як навантаження, кліматичні й технологічні фактори, поперемінне заморожування і відтавання, агресивний вплив та ін. При цьому одним із основних завдань є розроблення, вдосконалення засобів і матеріалів для захисту, ремонту, відновлення, підвищення експлуатаційної надійності і довговічності цегляної кладки зовнішніх стін [1].

На даний час близько 25 % із загального обсягу зведених конструкцій фасадів багатоповерхових і малоповерхових житлових будинків в Україні мають багат шарові зовнішні стіни з цегляної кладки. Незважаючи на те, що за останні роки проведено велику кількість досліджень подібних конструкцій, відсутня належним чином оформлена науково-правова платформа їхньої придатності. Загалом це зумовлено появою інноваційних будівельних матеріалів, конструктивних рішень будівель і прогресивних технологій ведення будівельних робіт. Проте обсяги будівництва житлових мало- і багатоповерхових будинків із подібною конструкцією стін з цегляним облицюванням невпинно збільшуються в усіх регіонах України. Вибір типів зовнішніх і внутрішніх стін кам'яних будівель здійснюють з урахуванням кліматичних умов місця будівництва, наявності місцевих кам'яних матеріалів (керамічної цегли, пустотілих керамічних і бетонних каменів, природних каменів, цегляних панелей і блоків, теплоізоляційних матеріалів), а також температурно-вологісного режиму приміщень. Найпрогресивнішим є спосіб теплозахисту будівель фасадними елементами з повітряними прошарками, що дозволяє надійно захистити зовнішню стіну від впливу вологого атмосферного повітря, а також від вологи, яка утворюється в конструкції стіни з боку внутрішнього шару під час експлуатації будівлі. Стіни поділяють за структурою на такі: з суцільної кладки (один вид кам'яного матеріалу); багат шарові, які виконують з двох або більше шарів, з одного або різних матеріалів і з полегшеною кладкою, в якій частину основного несучого матеріалу замінюють повітряним прошарком, теплоізоляційними плитами, камінням, мінеральними засипками тощо. Для досягнення максимального ефекту тепло- та звукоізоляції зовнішньої стіни, її споруджують у два або три шари: перший – несучий шар (несуча стіна з рядової цегли, керамічних блоків, ніздрюватих бетонів тощо); другий шар – теплоізоляційний (утеплювачі з мінеральної вати, пінополістиролу), а третій – фасадний шар (зовнішня (фасадна) кладка із клінкерної або лицьової цегли). Собівартість багат шарової конструкції стіни при зведенні будівель є нижчою, ніж для будівель, теплофізичні характеристики яких досягались збільшенням товщини стіни шляхом викладення з суцільної або порожнистої цегли.

При цьому вартість погонного метра конструкції такої стіни виявляється нижчою на 40–50 %, ніж у разі простого нарощування товщини стіни. Крім цього, за рахунок товщини стіни можна зекономити внутрішній простір у приміщенні та знизити витрати на його опалювання або охолодження. Варто зазначити, що вартість тришарової стіни можна знизити за рахунок матеріалів для зведення будівель і споруд.

Для облицювання зовнішніх огорожувальних конструкцій, зведення архітектурних споруд, а також при ремонті або реконструкції житлово-громадських і промислових будинків широко використовується керамічна клінкерна та лицьова цегла. Сьогодні надзвичайно

актуальним є розвиток енергоефективного будівництва; при цьому високі експлуатаційні властивості зовнішніх стін забезпечує конструкція багатошарової стіни з використанням керамічної клінкерної цегли як декоративного захисного шару. В той же час, керамічна клінкерна цегла вимагає високоякісної сировини та підвищеної температури випалу, що призводить до суттєвого збільшення її вартості. Тому для спорудження фасадного шару тришарової стіни допускається використання керамічної лицьової цегли. Разом із тим, підвищені показники пористості лицьової цегли сприяють проникненню води у капілярно-пористу структуру матеріалу, що призводить до зниження експлуатаційних властивостей кладки.

Зволоження будівельних матеріалів є однією з основних причин зниження довговічності будівель і споруд та збільшення експлуатаційних витрат, пов’язаних з підтриманням температури в приміщеннях, ремонтом і відновленням конструкцій. Пориста структура керамічної лицьової цегли сприяє дифузії лугів з цементних розчинів, що підсилює деструктивний вплив на кладку і знижує її технічні та декоративні властивості. Характерно, що висоли проявляються на кладці у разі використання розчинів на основі портландцементів з підвищеним вмістом клінкеру та додаванням вапна з утворенням нерозчинних карбонатно-кальцієвих виквітів. Вільна вода з мурувального розчину, проникаючи в цеглу, розчиняє солі з подальшою кристалізацією висолів не тільки на поверхні, але і в поровому просторі, що призводить до виникнення тріщин і руйнування цілісності самої кладки. Підвищена пористість керамічної лицьової цегли та будівельного розчину призводить до інтенсивного проникнення та підтягування вологи через пористу структуру кладки стін, що спричиняє міграцію розчинів солей і утворення кристалів у вигляді локальних білих плям, різного ступеня поширеності та інтенсивності. Варто зазначити, що висоли несуттєво впливають на довговічність матеріалу, проте їх наявність вказує на проникнення вологи через шар стіни.

За рахунок попереминого зволоження–висушування, замерзання–відтавання руйнується структура матеріалів, відбувається утворення усадкових і морозних тріщин; в результаті зволоження знижується опір теплопередачі, порушується температурно-вологісний режим конструкції. Практично неминучі такі явища, як промерзання кутів і стиків, відшарування оздоблювальних шарів. Розчинні речовини в складі будівельних розчинів і керамічної цегли, які в процесі природного осушення стіни виносяться у вигляді водних розчинів з наступною кристалізацією на зовнішню поверхню, формують картину висолоутворення (рис.1).



Рисунок 1 – Висолоутворення

Кам'яна конструкція крім висолостійкості повинна також відповідати підвищеним вимогам несучої здатності та довговічності. Відповідно до цього кам'яну конструкцію необхідно розглядати як систему, що складається з пористих будівельних матеріалів, на яку впливають атмосферні опади і знакозмінні температури, що сприяє інтенсивній міграції води і агресивних речовин та призводить до деструкції матеріалів, особливо в умовах від'ємних температур. Зазначені фактори є основними причинами руйнування керамічних стінових матеріалів.

Залежно від умов експлуатації, довговічність керамічної лицьової цегли оцінюють за багатьма чинниками [2]. Під дією атмосферних факторів і механічного навантаження керамічна лицьова цегла втрачає свої споживчі властивості. Пористість керамічної лицьової цегли має значний вплив на її стійкість до дії атмосферного середовища (зволоження та висушування, замерзання та відтавання). Під час багаторазового насичення протягом тривалого часу керамічні вироби зазнають певного переродження та втрачають міцність, що спричинено послабленням зв'язку між фазами в структурі матеріалу, утворенням мікрощілин і мікротріщин, які стають причиною подальших руйнувань і, як наслідок, підвищеної його крихкості. Водонепроникність керамічних виробів збільшується за наявності в них пор неправильної форми, подовжених, які з'єднуються між собою або розташовані ланцюжком.

Показники пористості і розмір пор здійснюють значний вплив на морозостійкість керамічного матеріалу. Варто зазначити, що вміст закритих пор більшого діаметру забезпечує вищі значення морозостійкості, оскільки заповнення крупніших пор меншою кількістю води створює можливість компенсації напруження у матеріалі, що викликане одностороннім тиском об'єму води під час замерзання до 9 % і всестороннім гідростатичним тиском. Доведено, що із збільшенням числа циклів заморожування і відтавання відбувається розвиток тріщин, які утворилися за рахунок з'єднання їх із закритими порами, що супроводжується підвищенням загальної пористості матеріалу і зниженням його міцності, а це призводить до різкого підвищення швидкості руйнування матеріалу в результаті втоми під дією циклічних навантажень.

Отже, на міцність при стисненні кладки з цегли і каменю впливають такі чинники: параметри якості цегли (вид, розміри, правильність геометричної форми, наявність пустот, міцність і пористість); параметри якості кладки розчинової суміші (легкоукладальність, розшаровуваність, водоутримуюча здатність) і розчину (міцність, морозостійкість, середня густина, адгезійні та пружно-пластичні властивості); технологія зведення кам'яної конструкції (якість і перев'язка кладки, ступінь заповнення розчином вертикальних і горизонтальних швів) [3]. Міцність цегли і розчину, розміри і форма цегли мають вирішальне значення для формування міцності (несучої здатності) кладки. Тому для забезпечення експлуатаційної надійності кладки необхідно досліджувати керамічну цеглу та будівельний розчин, який з'єднує елементи цегли в кладку.

Список літератури

1. Дворкін Л. Й. Випробування бетонів і будівельних розчинів. Проектування їх складів: навчальний посібник / Л. Й. Дворкін, В. І. Гоц, О. Л. Дворкін // К.: Основа. – 2014. – 304 с.
2. ДСТУ Б В.2.7-61:2008 (EN 771-1:2003, NEQ). Цегла та камені керамічні рядові та лицьові. Технічні умови. – К., 2009. – 44 с.
3. Логанина В. И. Стойкость защитно-декоративных покрытий наружных стен зданий / В. И. Логанина, Л. П. Орентлихер. – М.: Издательство АСВ. – 2000. – 106 с.

УДК 624.012.4 - 624.012.35

ПОКРАЩЕННЯ КОНСТРУКТИВНИХ ХАРАКТЕРИСТИК БАГАТОШАРОВИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ

О.В. Романов, *ст. гр. БІ-18М,*
Центральноукраїнський національний технічний університет

Враховуючи те, що в будівельній галузі відбувається постійна оптимізація ресурсів та економія енергії надзвичайно важливим питанням у будівництві на сьогоднішній день є зменшення власної ваги конструкцій будівлі чи споруди.

Особливо це помітно на етапі основних будівельних робіт та при аналізі і розрахунках схем споруд у комплексі, враховуючи статичні та сейсмічні навантаження. Власна вага є надзвичайно серйозним фактором, який впливає на вартість будівельно-монтажних робіт та на об’єми будівельних матеріалів, які потрібно закласти у несучі конструкції споруди для забезпечення надійної і безпечної експлуатації. Дослідженням роботи полегшених перекриттів присвячені роботи багатьох вчених – Акрамова Х.А., Альбрехта С. та ін..

Ідея таких рішень полягає у створенні плити, яка містить шар легкого бетону або заміні пустотоутворюючими вставками масивного бетону у середині монолітного перекриття і в зменшенні власної ваги за рахунок використання керамзитобетону чи іншого легкого бетону, які мають меншу густину у порівнянні із важким бетоном. При цьому важливим є ефективне армування конструкції, враховуючи особливості роботи багатошарового елемента.

Технологія влаштування конструкції залізобетонного перекриття полегшеного типу шляхом бетонування конструкції в один етап з використанням самоущільнюючого бетону зображена на рис.1.

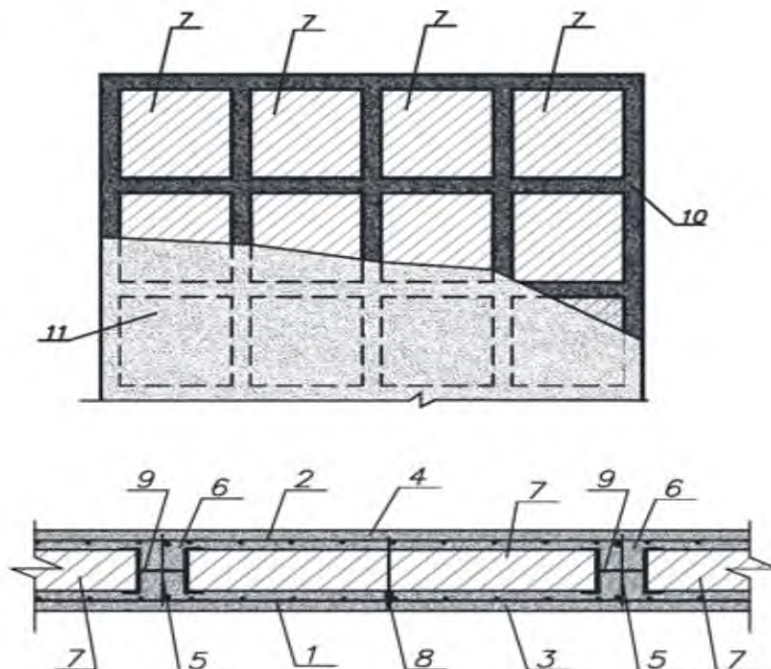


Рисунок 1 – Спосіб влаштування полегшеного залізобетонного перекриття:
а -поперечний переріз перекриття; б - послідовність бетонування плити перекриття; 1, 2 - арматура нижньої і верхньої сіток; 3 і 4 - нижня і верхня обшивка; 5 - арматурні каркаси; 6 - ребра перекриття; 7 – пінополістирольні вкладиші; 8 і 9 - фіксатори; 10 - зазор між вкладишами; 11 – бетонування верхньої частини перекриття.

На сьогоднішній день типи конструкцій перекриття із пустотоутворюючими вставками із пінополістиролу значно поширені за межами України. Серед відомих розроблених систем, в яких реалізований такий полегшений принцип влаштування перекриття, можна виділити таких виробників: POLYVOID (Австралія), STYROBECK (Нова Зеландія), KBL Projects (Південна Африка), RMAX (Австралія), Cordek (Велика Британія), Foamex (Австралія).

У якості пустотоутворюючих вставок у перекриттях, для зменшення власної ваги, також з успіхом застосовуються пластикові пустотоутворюючі, які виготовляють різноманітних розмірів та форм. Суттєвою перевагою таких рішень є можливість пропуску інженерних комунікацій у товщі перекриття будівель та споруд.

Аналіз існуючої літератури практики будівництва, наявних експериментальних даних та методик розрахунку залізобетонних багатошарових плит перекриття, а також плит перекриття з пустотоутворюючими вставками дозволяє зробити наступні висновки:

1. Використання полегшених залізобетонних багатошарових плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону, а також керамзитобетонних плит з пустотоутворюючими вставками дозволяє значно зменшити власну вагу конструкції перекриття і призводить до економії ресурсів, часу зведення споруди та коштів.

2. Аналіз огляду наявної літератури та існуючої практики будівництва показав, що на сьогоднішній день відсутня інформація про дослідження та впровадження у практиці керамзитобетонних плит перекриття із пустотоутворюючими вставками.

3. Діючі українські норми стосуються розрахунку тільки одношарових залізобетонних плит перекриття, тому не дають змоги оцінити роботу багатошарових плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону, а також керамзитобетонних плит з пустотоутворюючими вставками [1]. Експериментальні дослідження багатошарових плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону, а також керамзитобетонних плит з пустотоутворюючими вставками дозволять створити розрахункові моделі із використанням існуючого програмного забезпечення, які є більш точними.

4. На сьогодні відсутня достатня кількість експериментальних досліджень багатошарових та керамзитобетонних плит перекриття із пустото утворюючими вставками, що не дає можливості розробити практичні рекомендації з їх проектування та виготовлення в реальному будівництві [2].

Для досягнення поставленої мети роботи необхідно вирішити наступні задачі дослідження:

- на базі послідовного аналізу розробити принципи конструювання та виготовлення складних багатошарових і керамзитобетонних монококових плит перекриття з використанням ефективних матеріалів;

- на основі 2D і 3D ідеології сформувати скінченно-елементні моделі досліджуваних багатошарових плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону, а також монококових керамзитобетонних плит та провести аналіз напружено-деформованого стану (НДС) і виконати оцінку їх несучої здатності;

- на основі проведених експериментально-теоретичних досліджень розробити та дослідити конструкцію керамзитобетонної плити монококового типу;

- оцінити ефективність досліджуваних конструкцій та встановити найбільш ефективні з них;

- створити інженерну методику розрахунку багатошарових залізобетонних плит перекриття із середнім шаром з легкого бетону та монококових керамзитобетонних плит.

Список літератури

1. Бабаєв В. М. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В. 2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СніП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В. М. Бабаєв, А. М. Бамбура, О. М. Пустовойтова та ін // за ред. В. С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. –208с.
2. Бабич Е.М. Конструкции из легких бетонов на пористых заполнителях. – К.: Выща школа. Главное изд-во, 1988. -208 с

УДК 624.154

ДОДАТКОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ І НЕГАТИВНЕ ТЕРТЯ ПАЛІ

Є.В. Дудар, ст. гр. БП18–МЗ,
С.Л. Хачатурян, доц., канд. техн. наук
Центральноукраїнський національний технічний університет

Для ретельного врахування фактичних деформацій, зокрема нерівномірних осідань багатоповерхових будівель у складних геологічних умовах, зазвичай застосовують палеві фундаменти з плитними ростверками під всю будівлю чи під її частини з найбільш зосередженими навантаженнями від конструкцій. При проектуванні палевих фундаментів інженери постійно балансують між створенням палевих фундаментів високого рівня надійності та використанням максимального геотехнічного потенціалу ґрунтового масиву.

Палі-тертя частину навантаження від будівлі передають на ґрунти основи частково бічною поверхнею. При цьому сили тертя f , що розвиваються по бічній поверхні палі, спрямовані вгору. Коли палі прорізають свіжий насип або шари ґрунту, в яких не завершився процес консолідації, може виникати додаткове навантаження, що спричиняє осідання цих шарів, і передається на палі силами тертя на їх бічній поверхні спрямованими вниз, що додатково довантажує і переміщує палі. Через це їх називають «негативними» [2] (від дослівного перекладу з англ. Negative Skin Friction), і позначають f_n . Цей термін був розповсюджений у публікаціях, минулого століття, наукових роботах і нормах радянського періоду [3, 4].

Відомі вчені Терцагі та Пек [14] є своєрідними відкривачами цього явища, які у 1948 р. запропонували емпіричний підхід у визначенні втягувального навантаження (від англ. Dragload) на палю, зокрема теорію, в якій дотичні навантаження задіяні вздовж усієї довжини одиночної палі, припускаючи, що нейтральна площина розташована у несучому шарі, а максимальне значення навантаження, яке втягує палю діє на межі двох шарів. Навантаження, яке втягує палю розраховується за формулою:

$$P_{max} = p \cdot \tau_f \cdot L, \quad (1)$$

де, p – периметр палі;

L – глибина занурення палі;

τ_f – бічний опір ґрунту).

У 1967 р. було створено метод розрахунку для групи палей. L. Vjertum зі своїми співробітниками у Норвегії продовжував комплексне дослідження негативного тертя вздовж бічної поверхні одиночних палей, (діаметром 500 мм та довжиною 40 м) на яких були закріплені тензометричні датчики. Палі пронизували слабкі глинисті ґрунти з рівнем ґрунтових вод – 2 м нижче поверхні землі [6]. Через два роки після улаштування палі, її переміщення склало 13,7 мм, а осідання навколопального ґрунту – приблизно 70 мм. Негативне тертя вздовж бічної поверхні розвивалося дуже швидко, на бічну поверхню палі діяли дуже великі навантаження, що призвели до її переміщення. На основі спостережень за поведінкою дослідних палей було зроблено висновок, що максимальне негативне тертя вздовж бічної поверхні одиночної палі можна отримати, за формулою:

$$x = \beta \cdot \sigma_v^*, \quad (2)$$

де, σ_v^* – напруження від власної ваги ґрунту.

Значення коефіцієнту

$$\beta = K_0 \cdot \tan \varphi^* \quad (3)$$

де, K_0 – коефіцієнт бічного тиску ґрунту;

φ^* – кут внутрішнього тертя) варіювалась в межах $0,18 \div 0,26$.

За результатами експериментів [1, 7] спостерігався процес «зависання» ґрунту навколо куца палі за рахунок дії негативного тертя. Також помічено, що у паливних фундаментах зі значною кількістю елементів, осідання ґрунту навколо внутрішніх палі менше ніж навколо крайніх палі.

H.G. Poulos і N.S. Mattes у роботі [13] представили аналіз навантаження яке втягувало палю не як суцільний елемент, а по частинам. Розрахунок палі проводився з використання методу граничних елементів.

Також вченими було досліджено вплив відносної жорсткості палі, використано співвідношення довжини палі до її діаметра, та визначено вплив коефіцієнту Пуассона ґрунту. У межах дослідження паля була поділена на рівні циліндричні елементи, кожний з яких піддавався рівномірним вертикальним напруженням від центру ваги. Це дозволило отримати вираз для визначення максимального втягувального навантаження:

$$F_{\text{т}}^{\text{max}} = I_M \cdot E_{\text{с}} \cdot S_0 \cdot L, \quad (4)$$

де I_M – фактор впливу втягування

E – модуль деформації (пластичний);

S_0 – поверхневе переміщення палі;

L – довжина палі.

В запропонованій моделі розрахунку переміщення між палею та навколишнім ґрунтом було розглянуто шляхом врахування місцевого напруження на контакті «паля-ґрунт», визначеного рівнянням Кулона.

Е.Н. Davis і H.G. Poulos [7] розширили попередню роботу [13], де було враховано ефект розвитку втягувального навантаження з часом. Було введено параметр, який враховував, що ґрунт повністю насичений і підданий консолідації за рахунок додаткового навантаження. У цьому розрахунку були розглянуті можливості поведінки на границі контакту «паля – ґрунт». Значення максимального навантаження, яке втягує палю, визначається:

$$F_{\text{т}}^{\text{max}} = I_M \cdot \Delta P \cdot L^2, \quad (5)$$

де ΔP – надмірний тиск в порах в процесі та після улаштування палі;

I_M – фактор впливу втягування;

L – довжина палі.

Також авторами було запропоновано використання теорії пластичності, розглянуто швидкість розвитку втягувального навантаження (як і в роботі [5]).

У 1968 р. В. Fellenius розпочав комплексний повномасштабний натурний експеримент [8] з вивчення негативного тертя вздовж бічної поверхні палі у м'яких глинистих ґрунтах (потужністю 35÷40 м), який тривав 43 місяці до 1972 р. У якості дослідних палі використовувалися 2 вдавлювальні палі довжиною 55 м. З інтервалом 10÷15 м були встановлені датчики для визначення напруження вздовж стовбура палі [9]. Експеримент проходив у 2 етапи: Етап 1 – вплив улаштування палі з подальшою консолідацією ґрунту в результаті зміни вологості від 40 % до 80÷100 %; Етап 2 – вплив прикладеного навантаження на оголовки палі. Автор зробив висновок, що переміщення палі може розвиватись окремо від реконсолідації після порушення, викликаного вдавлюванням палі [10]. На глибині 20 м від природної відмітки переміщення зафіксовані не були.

На основі проведених робіт було зроблено висновок, що всі палі будуть піддаватися дії негативного тертя бічної поверхні під час всього їхнього життя [11, 12], та доведено, що переміщення в 1÷2 мм достатньо для активації тертя вздовж бічної поверхні палі, враховуючи різницю жорсткостей палі і ґрунту, в якому відбувається такий відносно невеликий рух. Інколи, надмірне негативне тертя бічної поверхні може бути більше ніж несуча здатність палі. У такому випадку основною проблемою є значне і локальне переміщення частин будинку викликане втягуванням ґрунту.

У роботі [7] зазначається, що явище втягування є причиною зміни структури ґрунту у разі фізичного впливу. Автором був запропонований універсальний підхід для проектування, в якому враховувалися несуча здатність матеріалу палі і її переміщення. Етапи проекту передбачають: визначення нейтральної точки; перевірка несучої здатності палі по матеріалу; визначення переміщення шляхом застосування концепції еквівалентної основи, розташованої на нейтральній площині; перевірка несучої здатності палі.

Розвиток негативного тертя вздовж бічної поверхні палі вважається найбільш розповсюдженою проблемою при проектуванні і будівництві пальових фундаментів у сильностисливих ґрунтах, де швидкість переміщення ґрунту в рази більше порівняно з палею, та при зведенні будівель на фундаментах мілкового закладення можуть виникати значні нерівномірні осідання поблизу будинків на пальових фундаментах [3]. На цих ділянках ґрунт буде прагнути переміститися вниз відносно палі, тертя палі f буде ліквідовано, і весь тиск від будівлі в цій області буде передаватися через нижню частину палі. Це може призвести до розвитку значних нерівномірних осідань палі S , особливо коли під нижнім торцем палі залягають ґрунти, здатні ущільнюватися під дією напружень, що виникають від збільшення навантаження, що передається палями внаслідок тиску від нової будівлі.

Список літератури

1. Бартоломей А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов / Бартоломей А.А., Омельчак И.М., Юшков Б.С. – М.: Стройиздат, 1994. – 384 с.
2. Грутман М.С. Свайные фундаменты / М.С. Грутман. – Київ: Будівельник, 1969. – 190 с.
3. Далматов Б.И. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов : учебник / Б.И. Далматов, Ф.К. Лапшин, Ю.В. Россихин. – Ленинград: Стройиздат, 1975. – 240 с.
4. Свайные фундаменты : СНИП 2.02.03-85 / Госстрой СССР. – Москва : Цитпгосстроя СССР, 1986. – 48 с.
5. Bakholdin B.V. Investigation of Negative Skin Friction on Piles and Suggestions on Its Calculations / Bakholdin B.V., Berman V.I. // Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering. – ASCE, 1975. – Vol. 2, No.4. – P. 238-244.
6. Bjerrum L. Reduction of negative skin friction on steel piles to rock / L. Bjerrum, I. Johannessen, O. Eide // Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. – Mexico, 1969. – Vol. 2. P.27-34.
7. Briaud J.-L. Design and construction guidelines for downdrag on uncoated and batumen-coated piles / J.-L. Briaud, L.M. Tucker // Nchrp Draft Report, Transportation Research Board, – Washington D.C. – 1996. – 118 p.
8. Fellenius B.H. Negative skin friction for long piles driven in clay / Fellenius B.H., Broms B.B. // Proc. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, August 25-29, 1969. – Vol. 2. – P. 93-97.
9. Fellenius B.H. New pile for segauger for accurate measurements of pile behavior during and following driving / B.H. Fellenius, T. Haagen. // Can. Geotech. J. (3), 1969. – P. 356-362.
10. Fellenius B.H. Down dragon piles in clay due to negative skin friction. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, No. 4, 1972. – P. 323-337.
11. Fellenius B.H. Unified design of piles and pile groups // Transportation Research Board, Washington, Trb Record 1169, 1989. – P. 75-82.
12. Fellenius B.H. Negative skin friction and settlement to piles / Fellenius B.H. // Second International Seminar, Pile Foundations, Nanyang Technological Institute. – Singapore, 1984. – P.1-12.
13. Poulos H.G. The analysis of downdrag in end-bearing piles / H.G. Poulos, N.S. Mattes // Proc. of the 7th Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, Vol. 2, 1969. – P. 203-209.
14. Terzaghi K. Soil mechanics in engineering practice / Terzaghi K., Peck R.B. // 1st Edition, John Wiley and Sons, New York, 1948. – p. 469-477.

УДК 621.878

АНАЛІЗ МОДЕЛІ ВИЗНАЧЕННЯ РАЦІОНАЛЬНОЇ КОНСТРУКЦІЇ ВІДВАЛУ БУЛЬДОЗЕРА

А.С. Шевченко, ст. гр. ГМ(ДМ)-18МЗ,
С.Л. Хачатурян, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Для визначення раціональної конструкції робочого устаткування по розробленій математичній моделі, побудовані графіки залежності опору різанню ґрунту від глибини різання, кута різання і кількості виступаючих ножів.

Крива залежності опору різанню від кількості виступаючих ножів (рис.1) показує ефективність застосування трьох виступаючих ножів, що підтверджує результати досліджень Л.А. Хмари.

Збільшення числа виступаючих ножів за умови постійності стружки, що вирізається, може привести: при малій глибині копання до втрати здатності пластів до проникнення; при великій глибині копання до заклинювання ґрунту, що знаходиться між пластими, що вирізаються виступаючими ножами, і підйому пласта з шириною, рівній ширині відвалу.

Кут різання робить великий вплив на енергоємність процесу різання (рис.2), оскільки при зменшенні його значно знижується сила опору різанню.

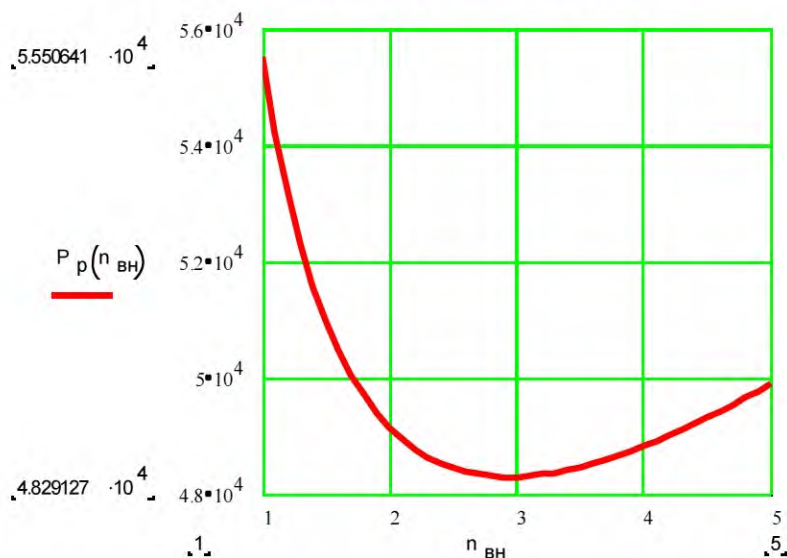


Рисунок 1 - Графік залежності опору різанню від кількості виступаючих ножів

З урахуванням цих обставин кут різання, замірний в початковому положенні бульдозера [1] (при стоянці бульдозера на горизонтальному майданчику з відвалом, опущеним до торкання леза ножа з ґрунтом), рекомендується приймати для неповоротного відвала $\alpha = 55^\circ$ і для поворотного відвала $\alpha = 50 \dots 55$.

При куті $\alpha < 55$ кут загострення β виходить таким, при якому міцність ріжучої кромки стає недостатньою.

Кут загострення β в значній мірі визначає характер зміни тиску ножа на ґрунт у міру зносу його ріжучої кромки.

Задній кут по умові роботи бульдозера траншейним способом повинен бути не менше кутів підйому і спуску, тобто кутів, що утворюються поверхнею земляного укосу з горизонтом.

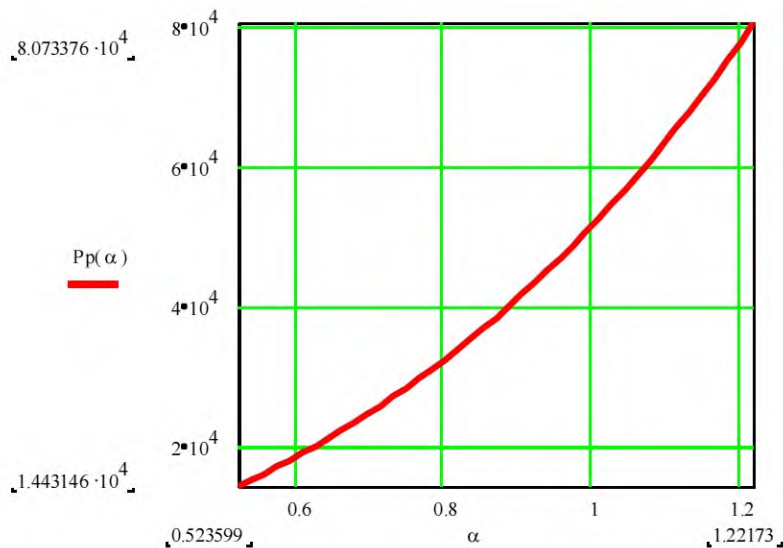


Рисунок 2 - Графік залежності опору різанню від кута різання

Задній кут визначає значною мірою конструкцію тильної сторони відвала, елементи якої, зокрема коробка жорсткості, не повинні входити в межі цього кута.

Форма кривої залежності опору ґрунту різанню від глибини різання (рис. 3) пояснюється тим, що при заглибленні відвала до безкінечності досягши певного значення глибини різання опір різанню перевищить тягове зусилля трактора. Відповідно до цього крива приходить до насичення.

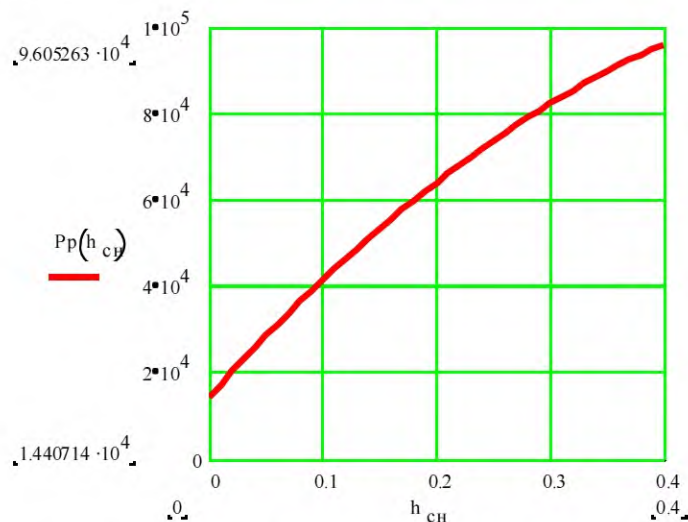


Рисунок 3 - Графік залежності опору різанню від глибини різання

Аналіз математичної моделі дозволив виявити область раціонального застосування бульдозерів з виступаючими ножами некерованого типу (рис.4). Встановлено, що продуктивність звичайного бульдозера стає рівній продуктивності бульдозера з виступаючими ножами при дальності транспортування більше 80 м [2]. Це пояснюється характером протікання процесу копання ґрунту виступаючими ножами. Довжина шляху копання 10...15 м для звичайного відвала визначає завершення набору ґрунту. При цьому у відвала з виступаючими ножами набір відбувається інтенсивніше і на меншому шляху. Із збільшенням дальності переміщення для бульдозера з виступаючими ножами настає зниження продуктивності за рахунок підвищення втрат ґрунту в бокові валики і під бічні ножі, якщо виступаючі ножі не забираються. Щоб уникнути цих втрат бульдозери з виступаючими ножами некерованого типу слід рекомендувати для транспортування ґрунту

до 40 м. Керовані виступаючі ножі доцільно застосовувати при великих відстанях транспортування, при цьому необхідно, щоб ніж працював під час набору і переміщення ґрунту на ділянці до 30.40 м, а потім забирався і переміщення призми здійснювалося як звичайним відвалом.

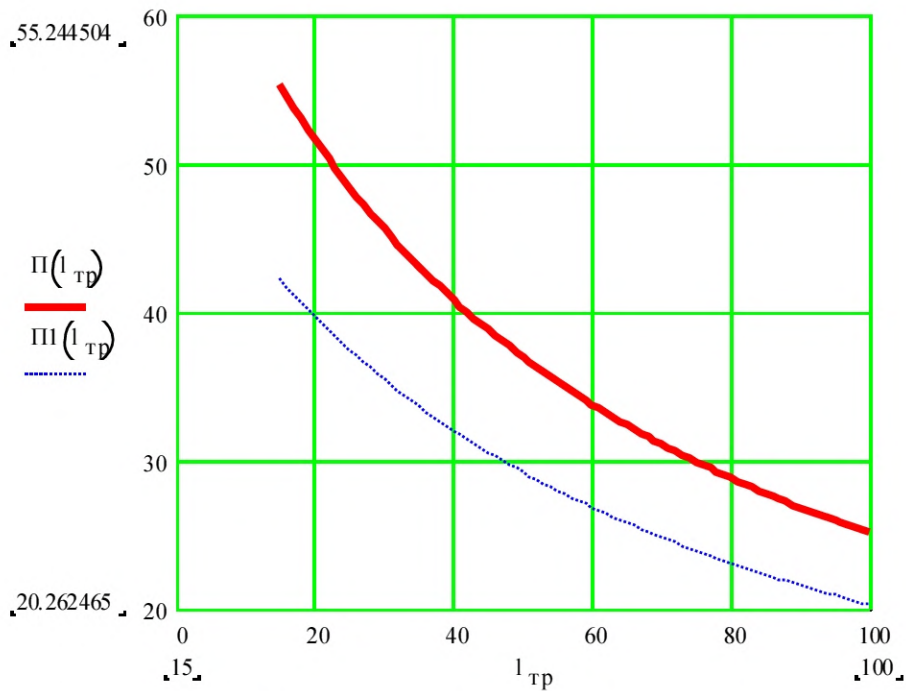


Рисунок 4 - Графік залежності продуктивності від дальності транспортування

Список літератури

1. Артемьев К.А. Основы теории копания ґрунтов. – Москва – Свердловск: Машгиз, 2013 – 128 с.
2. Повышение эффективности использования дорожных машин / под ред. А.П. Крившина. – М.:Транспорт, 2010– 260 с.

УДК 69.162.2.012

БАГАТОВИМІРНИЙ І ФАКТОРНИЙ АНАЛІЗ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДАНИХ

М.С. Магопець, ст. гр. АТ-18,

О.С. Хачатурян, ст. викл., канд. екон. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

У дослідах, коли в одному експерименті вимірюються одразу декілька характеристик, кожне спостереження представляється не одним-єдиним числом, а деяким кінцевим набором чисел, у котрому в заданому порядку записані всі виміряні характеристики об’єкту. Та частина математичної статистики, котра досліджує експерименти з такими багатовимірними спостереженнями, називається багатовимірним статистичним аналізом.

Вимірювання образу декількох ознак (властивостей об’єктів) у одному експерименті, взагалі, більш природно, ніж вимірювання лише якогось одного. Тому потенційно багатовимірний статистичний аналіз має широке поле для використання. До того ж, з формальної точки зору, одновимірний статистичний аналіз представляє частковий випадок багатовимірного.

На сьогодні добре розроблена математична теорія для багатовимірних гауссовських спостережень, тобто для випадкових величин, які підкоряються багатовимірному нормальному розподілу. Тут майже для кожного одновимірного гауссовського методу існує відповідний багатовимірний варіант. Крім того, є рішення й для деяких специфічних багатовимірних статистичних проблем. Багатовимірний гауссовський статистичний аналіз добре висвітлений у літературі [1, 2], цьому питанню звичайно відводиться місце й у підручниках загального призначення.

На жаль, побудова теорії для багатовимірних статистичних даних виявилася справою вельми важкою. Така теорія до сих пір ще далеко не досягає тієї повноти й завершеності, котра властива її одновимірній версії. Добре розроблена лише теорія для гауссовських (які мають багатовимірний нормальний розподіл) даних. тут майже для кожного одновимірного гауссовського статистичного методу є відповідний багатовимірний варіант. Крім того, природно, є й методи для розв’язання деяких специфічно багатовимірних задач.

Побудова багатовимірних версій для інших статистичних методів вдається далеко не так гладко. Зокрема, непараметричні методи, такі важливі й ефективні в одновимірному випадку, все ще не мають свого завершеного багатовимірного аналогу (відповідна теорія знаходиться в процесі розроблення). Тому для акуратного статистичного аналізу наявних даних нерідко не знаходиться адекватних статистичних засобів з-за цього, зокрема, розраховані на гауссовські данні правила нерідко доводиться використовувати й там, де для цього немає достатніх підстав. Кінцеві висновки в таких випадках буває нелегко інтерпретувати. Більш того, при аналізі багатовимірних даних часто використовують і методи, котрі взагалі не мають чіткої статистичної трактовки в дусі концепцій перевірки гіпотез, побудови довірчих інтервалів і т. д. тому розглянемо коротко один з найбільш популярних методів, який уже знайшов відображення в статистичних пакетах, а саме – факторний аналіз.

При дослідженні складних об’єктів і систем, часто ми не можемо безпосередньо виміряти величини, що визначають властивості цих об’єктів (так звані фактори), а іноді нам не відомі навіть число й змістовний сенс факторів. Для вимірювань можуть бути доступні інші величини, котрі тим або іншим способом залежать від цих факторів. При цьому, коли вплив невідомого фактору проявляється в декількох ознаках, які вимірюються, ці ознаки можуть виявляти тісний зв’язок між собою (наприклад, корельованість), тому загальне число факторів може бути набагато меншим, ніж число вимірюваних змінних, яке звичайно вибирається дослідником у тій або іншій мірі довільно. Для виявлення факторів, які впливають на вимірювані змінні, мова йде про виділення з множини вимірюваних

характеристик об'єкту нових факторів, які більш адекватно відображують властивості об'єкту.

Першим етапом факторного аналізу, як правило, є вибір нових ознак, які є лінійними комбінаціями попередніх і «вбирають» у себе більшу частину загальної мінливості даних спостережень, а тому передають більшу частину інформації, котра міститься в початкових спостереженнях. Звичайно це здійснюють за допомогою методу головних компонент, хоча іноді використовують і інші прийоми (скажімо, метод максимальної правдоподоби). Метод головних компонент по суті зводиться до вибору нової ортогональної системи координат у просторі спостережень. За першу головну компоненту вибирають напрямок, вздовж якого масив спостережень має найбільший розкид, вибір кожної наступної головної компоненти відбувається так, щоб розкид спостережень вздовж неї був максимальним і щоб ця головна компонента була ортогональна іншим головним компонентам, вибраним раніше.

Однак звичайно фактори, отримані методом головних компонент, не піддаються достатньо наочній інтерпретації. Тому наступним кроком факторного аналізу служить перетворення (обертання) факторів таким чином, щоб полегшити їх інтерпретацію.

Список літератури

1. Андерсен Т. Введение в многомерный статистический анализ. – М. : Физматгиз, 2013 – 500 с.
2. Аренс Х., Лейтер Ю. Многомерный дисперсионный анализ. – М. : Финансы и статистика, 2015 – 230 с.

УДК 691.335

СТРУКТУРНІ АСПЕКТИ РУЙНУВАННЯ І ПІДВИЩЕННЯ МІЦНОСТІ ПОРИСТИХ БЕТОНІВ

В.В. Коваленко, ст. гр. БІ-18М,

Г.А. Попов, викладач,

В.В. Дарієнко, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

В результаті розв’язання задачі про рівновагу пружних тіл з тріщинами було встановлено, що підвищення міцності може бути досягнуто не тільки шляхом створення бездефектних матеріалів, а головним чином за рахунок утворення в них структурних бар’єрів, що перешкоджають поширенню тріщин. У зв’язку з цим проблема збільшення міцності пористого бетону розглядалася в двох аспектах:

по-перше, як проблема підвищення міцності і однорідності всіх ланок матеріалу на макро - і мікрорівні. У цьому випадку при навантаженні момент зародження тріщин в бетоні відбувається при більш високих напруженнях;

по-друге, як проблема гальмування розвитку тріщин, які, виникнувши в структурно ослаблених зонах матеріалу і володіючи високою концентрацією напружень поблизу вершини, здатні поширюватися і долати і більш міцні ділянки.

Структура пористого бетону складається з твердої фази, порового простору і рідкої фази (рис.1), з яких:

а) тверда фаза включає кремнеземисті і інертні компоненти, що не вступили в реакцію зерна клінкеру, а також кристали і субмікрокристали;

б) поровий простір представлено порами, що утворилися за рахунок газотворення, а також капілярними, гелевими і контракційними порами;

в) рідка фаза складається з адсорбційно - і капілярно зв’язаної води.



Рисунок 1 – Структура пористого бетону

Гелеві і контракційні пори, кристали і субмікрокристали утворюють кристалічний зросток.

Кремнеземисті і інертні компоненти, що не вступили в реакцію зерна клінкеру, кристалічний зросток і капілярні пори формують мембрани пористого бетону.

Таким чином, в структурі пористого бетону можна виділити наступні елементи: всі види пор, мембрани, кремнеземисті і інертні компоненти, що не вступили в реакцію зерна клінкеру, кристали і субмікрокристали.

Такі елементи структури як пори, виступають в двоякій ролі. З одного боку, їх можна розглядати як необхідну складову частину матеріалу, а з іншого - як своєрідні "природжені" (по термінології А.Т. Баранова) дефекти, здатні стати причиною концентрації напружень в матеріалі при зовнішніх, наприклад, механічних впливах.

Механізм руйнування пористого бетону в цьому випадку можна представити наступним чином. Якщо навантажується тіло однорідне і бездефектне, то в ньому виникає однорідне поле напруг, яке буде зростати в міру збільшення навантаження до тих пір, поки не перевищить міцність всіх міжатомних зв'язків, після чого відбувається їх одночасний розрив. Руйнування такого типу характерно для металевих стержнів або ниткоподібних кристалів, вирощених у спеціальних умовах з кристалічною решіткою, близькою до ідеальної. Їх міцність близька до теоретичної, розрахованої з урахуванням енергії міжмолекулярної взаємодії.

У реальних матеріалах, до яких відносяться і пористі бетони, при навантаженні створюється неоднорідне поле напруг, що збільшується в міру переходу від одного структурного рівня до іншого (рис. 2).



Рисунок 2 – Схема руйнування пінобетону

Так, в зоні концентрації напруг, що виникають від дефектів одного масштабу, наприклад, газових пор, є дефекти іншого, більш дрібного масштабу – капілярні пори, які підсилюють перше напруження і утворюють зони підвищеної концентрації напруг. У свою чергу в цих зонах є гелеві і контракційні пори, що створюють додаткові напруження, і все це сприймається кристалами, які можуть мати свої дефекти.

Крім того, на всіх розглянутих рівнях можуть мати місце "придбані" дефекти - тріщини і мікротріщини, що виникають у процесі формування виробів, тепловологісної обробки або експлуатації. Вони створюють додаткову концентрацію напруг і є зародками руйнування.

Процес руйнування бетону починається з розриву елементарних хімічних зв'язків і закінчується руйнуванням мембран і їх сукупностей в результаті утворення і розвитку тріщин. При цьому спочатку руйнування носить локальний характер, а в подальшому, з ростом навантаження, відбувається "лавинне" об'єднання тріщин, що пояснюється високою структурно-механічною неоднорідністю бетону.

Підвищення однорідності поля напруг в об'ємі матеріалу, що виникає при навантаженні, можна здійснити за рахунок оптимізації структури порового простору. Як показано в [1,2,3] при виробництві пористого бетону, за ливарною технологією, найбільш однорідна структура пор формується при мінімально можливій в'язкості піно-бетонної суміші.

Гальмування розвитку тріщин в ніздрюватих бетонах, як вже говорилося вище, можна здійснювати за рахунок спрямованого формування його структури, наприклад, створення так званих структурних "бар'єрів", роль яких можуть грати:

а) пори, що сприяють збільшенню радіусу вершини тріщини. На практиці для запобігання розширенню тріщин в листових матеріалах в їх вершинах висвердлюють круглі отвори. У ніздрюватих бетонах такі пори утворюються безпосередньо при формуванні структури, що створює передумови для гальмування поширення тріщин.

б) волокнистий або інший високоміцний армуючий матеріал, модуль пружності якого вище модуля пружності матриці. Дисперсне армування бетону волокнистим компонентом, що володіє більш високим модулем пружності і більш високою міцністю, сприяє підвищенню міцності бетону на розтяг. Волокна, рівномірно розподілені в об’ємі матеріалу, сприймають частину напруг матриці, внаслідок чого момент початку тріщиноутворення зміщується в область більш високих напруг, а також сприяють гальмуванню процесу розвитку тріщин. Розтягуючі напруження, що виникають у вершині тріщини за рахунок релаксації матеріалу і дії навантаження, перерозподіляються волокнами на прилеглі до них ділянки бетону. Це порушує енергетичний баланс тріщини, що розвивається і може зупинити її рух.

в) поверхні розділу, міцність яких згідно [4] повинна бути в 5 разів менше, ніж міцність основного матеріалу. Їх роль можуть виконувати зони контакту між заповнювачем і матрицею. Ефект гальмування розвитку тріщини досягається за рахунок зміни її напрямку. Такі поверхні розділу в пористому бетоні можуть бути створені шляхом введення заповнювача, що володіє певною спорідненістю з матрицею.

З огляду на високу (3-5 мм/м) усадку, особливо важливо підвищити тріщиностійкість неавтоклавного пористого бетону. У зв’язку з цим було запропоновано до його складу вводити заповнювач автоклавного твердіння, технологія отримання якого розроблена співробітниками НІЗБ під керівництвом А.Т. Баранова. Поєднання автоклавного пористобетонного заповнювача і неавтоклавної поризованої матриці дозволяє конструювати матеріал з новими властивостями.

Як відомо, випалювані заповнювачі, наприклад керамзит, є безусадочними і тому в матриці бетону (навколо зерен) можуть виникати мікротріщини. Пінобетонний заповнювач володіє деякою вологосною усадкою (до 0,5 мм/м) і тому, будучи як би "демпфером" для матриці, сприяє загальному підвищенню тріщиностійкості матеріалу. Поверхню пінобетонного заповнювача можна обробляти різними речовинами, наприклад, з допомогою ГКЖ-94, що дозволяє в 3-4,5 рази знизити його водопоглинання, склад на основі епоксидної і перхлорвінілової смоли забезпечує підвищення міцності заповнювача в 2-4 рази.

Зазначеним прийомом можна регулювати і величину зчеплення заповнювача з матрицею, тобто міцність поверхонь розділу. Останній спосіб володіє додатковими резервами з точки зору поліпшення властивостей неавтоклавних пористих бетонів.

Таким чином, спрямоване формування структури пористих бетонів автоклавного і неавтоклавного твердіння на основі теорії руйнування дозволяє значно поліпшити найважливіші властивості матеріалу.

Список літератури

1. Силаенков Е.С. Долговечность изделий из ячеистых бетонов. - М.: Стройиздат, 1986.- 176с.; ил.
2. Пашинський В.А., Настоящий В.А., Дарієнко В.В., Томаченко Є.О. Практичний досвід використання збірного і монолітного неавтоклавного пінобетону при зведенні енергоефективних будівель ТОВ «Будспектр» // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, 2016, 132-136с.,
3. Ячеистый бетон и ограждающие конструкции из него: Сборник научных трудов / НИИ бетона и железобетона; под ред. А.Т. Баранова, Б.П. Филипова, - М.: НИИЖБ, 1985 – 95с.
4. Кудряшев И.Т. Ячеистые бетоны. – М.: Стройиздат, 1959.- 276с.; ил.

УДК 692.47

ОГЛЯД ВИСЯЧИХ ПОКРИТТІВ ДЛЯ БУДІВЕЛЬ РІЗНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ

В.В. Козир, ст. гр. БІ-18М,

О.А. Плотніков, викладач,

І.О. Скриннік, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Одне з найважливіших напрямів технічного прогресу в будівництві - подальше розширення застосування сталей високої міцності, механічні характеристики яких у кілька разів вище відповідних показників звичайної сталі, а по вартості відрізняються незначно.

Не останнє значення в цій проблемі мають також такі фактори, як зниження трудовитрат в народному господарстві на виробництво металу за рахунок економії при використанні високоміцних сталей, зменшення вартості транспортних витрат, полегшення каркасів будівель і т. д.

Однак при впровадженні нових сталей у будівництві необхідно вивчати їх особливості. Так, ефективність використання високоміцних сталей в стислих елементах невисока через поздовжній вигин, який, особливо для компактних перетинів з сталей високої міцності, має істотне значення. Тому при виборі конструктивної схеми споруди із застосуванням таких сталей краще системи з розтягнутими елементами. Цим пояснюється, що останнім часом збільшується число споруд, зведених з використанням висячих і вантових конструкцій, основні елементи яких відчувають розтяг.

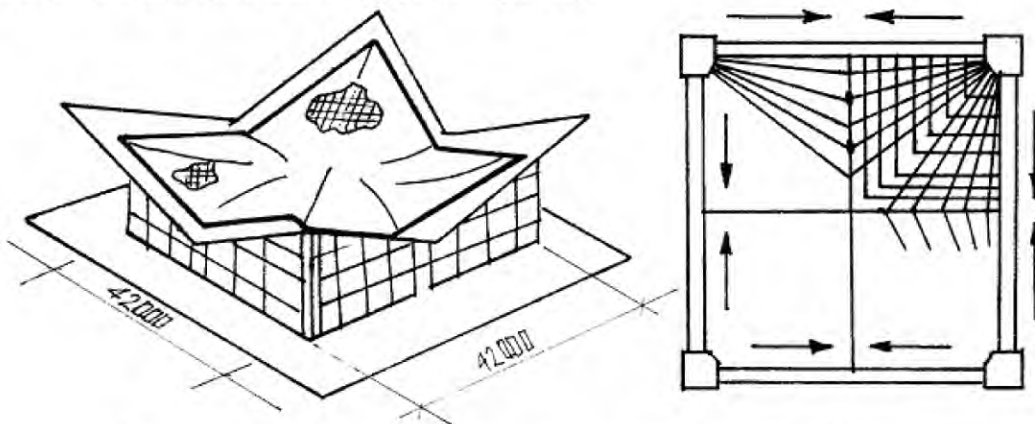


Рисунок 1 – Будівля автомобільного музею в штаті Канзас (США)

Здатність нитки, закріпленої по кінцях, нести навантаження відома була здавна. Нитка завжди приваблювала будівельників, особливо в тих випадках, коли створювати конструкцію малої ваги, що має великий проліт. Відомо, що ефективність нитки зростає з міцністю матеріалу, з якого вона виготовлена. Так, сталевий канат, звитий з високоміцної дроту, виявляється в 15-18 разів легше сучасної сталевий ферми того ж прольоту і в 70-80 разів легше ферми з залізобетону. При цьому товщина каната становить 1-1.5% висоти ферми, що важливо, так як дозволяє розташувати конструкцію покриття в одному тонкому шарі, гранично зменшити будівельну висоту і скоротити загальний обсяг будівлі, що перекривається. Перевершуючи звичайну сталь по міцності в 4-6 разів, канат не тільки призводить завдяки цьому до істотної її економії, але і дозволяє зробити конструкцію зручною при перевезенні.

Відомо, що технологія виготовлення несучих елементів висячих конструкцій менше пов'язана з різкою і механічною обробкою металу, ніж це потрібно для традиційних

жорстких ферм, балок. Тому при виготовленні висячих конструкцій з високоміцних сталей не потрібно додаткових витрат на заміну технологічного ріжучого обладнання та ін.

Розширення застосування висячих конструкцій останнім часом пояснюється також цілою низкою інших їх якостей: можливість перекивати більші прольоти без проміжних опор, створювати конструкції складних і незвичайних просторових форм відповідно до архітектурних вимог. Монтаж великопролітних висячих покриттів не вимагає влаштування внутрішніх лісів, застосування складних монтажних механізмів. Перевагою висячих конструкцій є простота нитки як конструктивного елемента в порівнянні з традиційними фермами і балками.

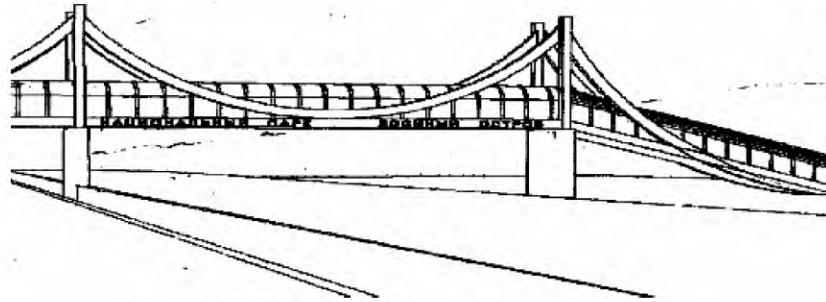


Рисунок 2 – Висячий пішохідний перехід

Міцний трос, що має компактний переріз і необмежену довжину, є готовою індустріальною конструкцією, що дозволяє зосередити виготовлення конструкцій на великих підприємствах, використовуючи новітню технологію. Відсутність стикових з'єднань тросів підвищує надійність конструкції в цілому. Надійність тросових конструкцій висока також і тому, що кожен трос піддається попередньої витяжці на стенді, щоб зменшити його залишкові деформації. Ця ж витяжка служить і випробуванням надійності троса і його анкерних пристроїв. У покриттях малих і середніх прольотів складність анкерування тросів може змусити відмовитися від них; тоді в якості ниток слід використовувати прокатні профілі з низьколегованої сталі підвищеної або високої міцності. Це дещо знизить ефективність конструкцій, але навіть і в цьому випадку висячі покриття виявляться дуже економічними.

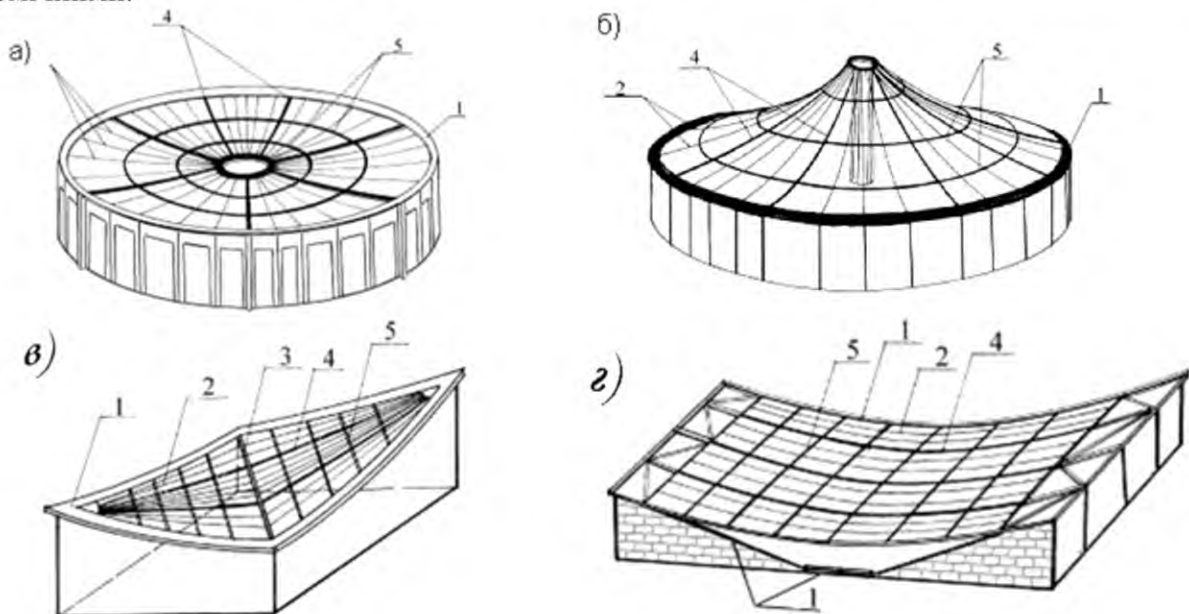


Рисунок 3 – Види висячих покриттів:

- а) радіальні висячі покриття б) шатрові висячі покриття в) двухполюсна радіально-вантова система г) висяча система з паралельно розташованими нитками: 1 – опорний контур; 2 – гнучкі нитки; 4 – зворотні арки ("жорсткі" нитки); 5 - балки

Поряд з перевагами, вантова система володіє і недоліками. Істотним недоліком таких покриттів є їх велика деформативність, яка визначається великими пружними деформаціями порівняно з деформаціями традиційних конструкцій, які є результатом високих напружень і малих модулів пружності. Це пов'язано з кількісною характеристикою напруженого стану, а, отже, з кількісною характеристикою зовнішнього навантаження. Характерною особливістю висячих систем є також геометрична змінюваність системи. Кожна нитка окремо являє собою геометрично змінний кінематичний ланцюг, який для сприйняття того чи іншого навантаження повинен прийняти відповідну цьому навантаженні форму, тобто змінити істотним чином початкову геометрію.

Порівняно велика деформативність вантових покриттів може бути в значній мірі ліквідована сучасними методами попереднього напруження. У цьому сенсі недолік може розглядатися як особливість таких споруд.

Другий недолік вантових конструкцій - розпірність. Для сприйняття розпору влаштовуються анкерні конструкції і опорні контури, вартість яких іноді перевищує вартість самого покриття. Бажання зменшити вагу контуру, призводить до появи криволінійних будівель в плані (особливо круглих). Однак, найбільший інтерес представляють висячі системи на прямокутному або квадратному плані, так як це відповідає функціональним вимогам більшості громадських та промислових будівель. Ідея, що дозволяє зробити контур безмоментним для таких споруд, полягає в тому, що основні зусилля концентруються у місцях перелому опорного контуру, сторони якого при цьому будуть відчувати в основному осьовий стиск. Слід відзначити, що завантаження контуру в місцях перелому є лише необхідною, але не достатньою умовою. Необхідно, щоб величини сил задовольняли умовам рівноваги кожної його сторони і всього контуру в цілому.

Висячі системи, що мають прямокутний опорний контур, вивчені ще далеко не повністю і мають у виконаних проектах резерви економії металу і вартості. Створення нових систем висячих покриттів, подальші теоретичні та експериментальні дослідження, розробка практичних методів розрахунку є вельми актуальним завданням і буде сприяти поширенню таких конструкцій в практику будівництва.

Список літератури

1. Москалев Н.С. Конструкции висячих покрытий – Москва: Стройиздат, 1980. – 335с.
2. Стороженко Л.І. Просторові сталезалізобетонні структурно-вантові покриття / Л.І. Стороженко, Г.М. Гасій, С.А. Гапченко – Полтава: АСМІ, 2015 – 216с.

УДК 336.717

РІШЕННЯ ПРУЖНОПЛАСТИЧНОГО І В'ЯЗКОПРУЖНОПЛАСТИЧНОГО РОЗПОДІЛУ НАПРУЖЕННЯ ТА НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ОСНОВИ

В.В. Вінницький, магістр гр. БІ-18МЗ

В.М. Дуйкова, студент гр. АІ(ТС)-19

А.А. Тихий, доцент

Центральноукраїнський національний технічний університет

Розглянуті та проаналізовані сучасні підходи до визначення задач нелінійної механіки ґрунтів. Масив ґрунту представлений, як пружне тіло, де одночасно розвиваються і пружні, і пластичні деформації без визначення меж між ними. Представлені підходи є доцільними для розрахунку несучої здатності основи та розрахунку осідань фундаментів, у тому числі пальових фундаментів.

Ключові слова: пружність, пластичність, напружено-деформований стан, осідання, амплітуда, згасання коливань.

Підвищені вимоги до забезпечення експлуатаційної надійності будівель і споруд обумовлені, по-перше, значним підвищенням експлуатаційних і технологічних навантажень на ґрунт, викликаних збільшенням ваги і поверховості будівель, по-друге, освоєнням складних інженерно-геологічних майданчиків [1]. З іншого боку, розвиток нелінійної механіки ґрунтів, вдосконалення чисельних методів і розвиток обчислювальної техніки дозволяє розширити коло інженерних завдань, вирішення яких донедавна було ускладнено.

Серед напрямків нелінійної механіки ґрунтів можна виділити два підходи. Перший напрямок, званий рішенням змішаної задачі теорії пружності і пластичності, припускає розвиток одночасно областей пружних і пластичних деформацій, з поділом чітких меж між ними.

Розвитком першого напрямку займалися і займаються А.К. Бугров, С.С. Голушкевич, М.І. Горбунов-Посадов, М.В. Малишев, В.В. Соколовський, І.В. Федоров та багато інших дослідників [2].

Другий напрямок виходить з уявлення про масив ґрунту, як про пружне тіло, де одночасно розвиваються і пружні, і пластичні деформації без визначення меж між ними. Перший напрямок доцільний для розрахунку несучої здатності основи, другий - для розрахунку за другою групою граничних станів, тобто розрахунку осідань фундаментів, у тому числі пальових фундаментів [3].

Успіхів у розвитку другого напрямку досліджень домоглися С.С. Вялов, Ю.К. Зарецький, Л.Л. Крижанівський, Г.М. Ломідзе, М.В. Малишев, В.І. Соломін, В.Г. Федоровський, В.Н. Широков та інші вчені та дослідники.

Окреме місце серед нелінійних задач на визначення напружено-деформованого стану (НДС) ґрунтової основи, займає змішана задача теорії пружності та пластичності ґрунтів [4]. Даний підхід має наступну особливість: до тих пір, поки інтенсивність зовнішнього навантаження на основу невелика, області пластичних деформацій відсутні. При досягненні інтенсивністю навантаження деякого граничного значення q_{ep} в масиві ґрунту зароджується пластична область. При подальшому зростанні навантаження ґрунтовий масив поділяється на області пружних і пластичних деформацій. Пластична область розвивається, на внутрішній поверхні межі цієї області і всередині неї ґрунт знаходиться в ідеально пластичному стані, що відповідає виконанню відповідної умови пластичності. Ґрунтовий масив, розташований поза межами зазначеної області, знаходиться в лінійно-пружному стані [5]. У деякий момент часу навантаження досягає другого граничного значення, q_{ep} , відповідаючого завершенню процесу розвитку пластичних областей. З цього моменту основа переходить в пластичний стан, що описується теорією граничної рівноваги.

Таким чином, в процесі навантаження основи, НДС ґрунтового масиву в пружних областях підпорядковується співвідношенням лінійної теорії пружності, а в пластичних - законам теорії пластичності. На межі пружної і пластичної областей повинна виконуватися умова безперервності поля напружень: нормальні і дотичні до межі напруження повинні бути однаковими по обидві її сторони. В пружній області повинна виконуватися умова спільності деформацій, у пластичній - умова пластичності.

Змішана задача є досить складною, у фізичному і математичному відношенні, моделлю. Згідно з припущенням ряду дослідників, деяка ідеалізація властивостей ґрунту в змішаній задачі в порівнянні з більш загальною постановкою, дозволяє обійти ряд принципових труднощів у розрахунку, забезпечуючи в той же час достатню точність. Вважається, що ґрунт розглядається як квазіоднорідне, квазіізотропне і ізотропне середовище, що підкоряється умові міцності Кулона-Мора.

М.В. Малишевим отримано рішення задачі про утворення пластичної області під краями фундаменту такої ширини, коли впливом іншого краю можна знехтувати. При цьому, величина коефіцієнта бічного тиску ξ може бути як більше, так і менше одиниці, що досягається бічним "стисненням" розрахункової схеми. Вважається, що фундамент закладений досить глибоко, тобто вага вищерозміщеної товщі, замінена P_0 , набагато більша ваги ґрунту, що переходить у пластичний стан. У цій постановці, у розглянутих областях об'ємна вага ґрунту приймається рівною нулю, а бічний тиск вважається постійним по глибині (рис.1).

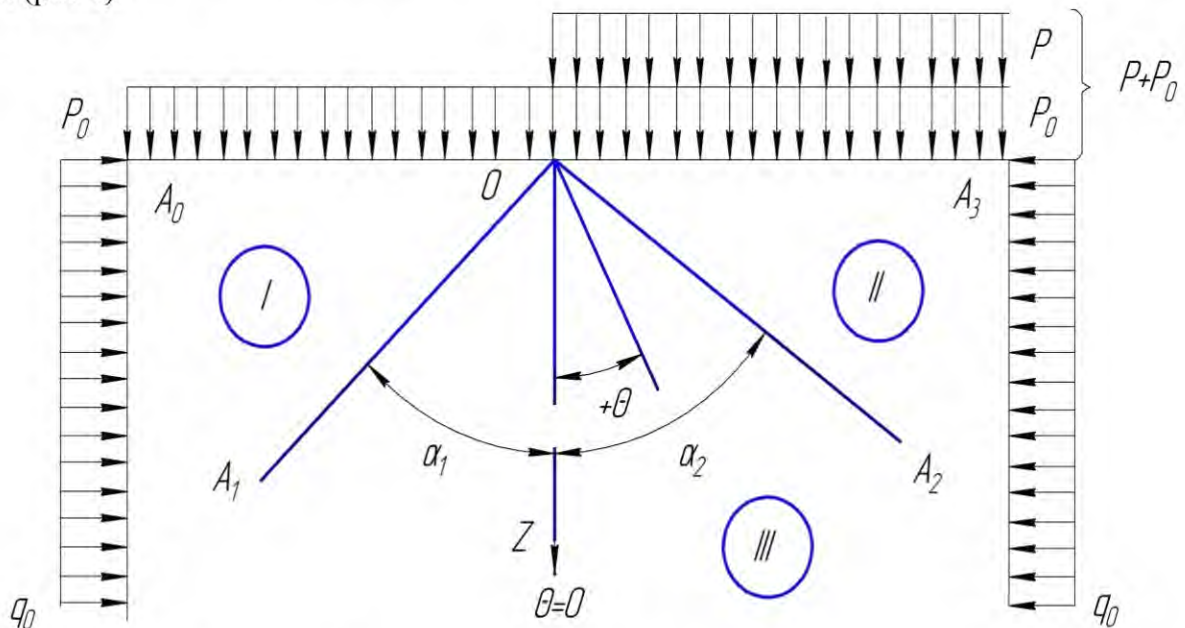


Рисунок 1 - Розрахункова схема основи за М. В. Малишевим

Рішення отримано з використанням припущення І.В. Федорова про те, що зародження пластичних областей відбувається уздовж променя, що має кут нахилу до вертикалі $\theta = -\varphi$, який розділяє досліджувану область на три клина. З урахуванням утворюваних граничних умов, вдалося отримати точне рішення в елементарних функціях.

Нами розглянуті не всі відомі методи вирішення змішаної задачі теорії пружності і теорії пластичності ґрунтів, однак наведений вище короткий виклад деяких з них дасть чітке уявлення про сучасний стан даного питання. Аналітичне рішення змішаної задачі пов'язане з математичними труднощами. Тому всі рішення змішаної пружнопластичної задачі включають в себе цілий ряд припущень:

- більшістю рішень не враховується власна вага ґрунту;
- використовується схема бічного навантаження при визначенні зон пластичних деформацій під заглибленим фундаментом;
- у багатьох випадках розрахунок ведеться при величині коефіцієнта бічного тиску $\xi = 1$.

Практично у всіх розрахункових методах навантаження на основу приймається рівномірно розподілений.

Висновок

Таким чином, враховуючи все вищевикладене, можна зробити висновок про необхідність вдосконалення методів вирішення змішаної задачі лінійної теорії пружності і теорії пластичності ґрунту з метою наближення розрахункових моделей до реальних умов, введення в розрахунок не врахованих в даний час факторів, розширення класу розглянутих зовнішніх навантажень, що в кінцевому підсумку повинно привести до розширення спектра розв’язуваних інженерних завдань і підвищенню достовірності одержуваних результатів.

Список літератури

1. Голли А.В., Белов Д.В. Мониторинг напряженно-деформированного состояния грунтов в основании сооружения // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1999. – №5 – С. 15-18.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. К.: Мінбуд України, 2000.
3. Зоценко М.Л. Математичне моделювання геотехнічних процесів на основі рішень пружно-пластичної задачі нелінійної механіки ґрунтів // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во)/ Полт. нац. техн. ун-т імені Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2003. – Вип. 12 – С. 96-104.
4. Маслов Н.Н., Казарновский В.Д. Определение сопротивляемости грунтов сдвигу методом плотности-влажности // Автомобильные дороги. – 1962. – Вып.12. – С. 19-21.
5. Прагер В. Введение в механику сплошных сред. – М.: Изд-во иностранной литературы, 1963. – 311 с.

УДК 336.717

ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ОСНОВ ПІД ДІЄЮ КРУГЛИХ ПЛИТНИХ ФУНДАМЕНТІВ

В.В. Тараненко, *магістр гр. БІ-19М*

В.М. Дуйкова, *студент гр. АІ(ТС)-19*

О.А. Плотніков, *викладач*

Центральноукраїнський національний технічний університет

Досліджено величину осідання круглого плитного фундаменту та проведені порівняння з результатами розрахунку осідання за деформаціями основ згідно ДБН В.2.1-10-2009, шляхом варіювання способів врахування основи в розрахунковому комплексі SCAD.

Ключові слова: **напружено-деформований стан, кінцевоелементна модель, об'ємні кінцеві елементи, коефіцієнти постелі**

При проектуванні будівель, зустрічаються випадки моделювання надземної частини конструкції без врахування реальних геологічних умов. Основа приймається абсолютно жорсткою, що спрощує реалізацію створення її моделі в розрахункових комплексах [1,2]. Проте такий підхід може привести до появи ряду невизначеностей, так як характер поведінки конструкції на жорсткій основі і з врахуванням геологічних особливостей основи істотно відрізняється.

Створення найбільш точної розрахункової моделі, зокрема, з врахуванням основи, є першочерговим фактором, що впливає на адекватність отриманих результатів. Для будівель і споруд врахування основ має особливе значення, з огляду на високий ступінь їх відповідальності. Розрахункові моделі будівель і споруд повинні найбільш точно відображати характер їх взаємодії з ґрунтом основи. Моделі основ будівель і споруд розробляються з врахуванням особливостей масиву ґрунту (його шаруватості, товщини і фізико-механічних властивостей) [3]. Ефектом від врахування ґрунтової основи доцільно знехтувати в разі якщо конструкція розташована на скельній основі і має невелику масу. Однак для конструкцій, розташованих на слабкій основі, важких конструкцій, висотних будівель і будинків підвищеної категорії відповідальності врахування основи необхідне.

В процесі проектування часто застосовуються спрощені моделі основ. Самою найпростішою є одноконстантна модель Вінклера. У цій моделі осадку точки основи пропорційна тиску в цій точці. Коефіцієнт постелі характеризує жорсткість пружинки, встановленої в кожному вузлі фундаментної плити. При розрахунку плит основи пружинки розподіляються рівномірно по площі плити. Деформації пружинок відбуваються незалежно один від одного, отже, модель не враховує розподільну здатність ґрунту. Для виправлення недоліків найпростішої моделі Вінклера було розроблено безліч її модифікацій - з двома або трьома коефіцієнтами постелі. В вітчизняній практиці найбільш поширена модель Пастернака з двома коефіцієнтами постелі [4]. Однак в сучасних розрахункових комплексах має місце також моделювання основи об'ємними кінцевими елементами. В даний час можливості обчислювальних комплексів дозволяють це зробити. При такому підході немає необхідності використовувати коефіцієнти постелі виконувався методом кінцевих елементів в проектно-обчислювальному комплексі Structure CAD 21.1.1.1 для одного круглого фундаменту.

Аналізувалися дві кінцевоелементні моделі фундаменту та отримані величини осідань порівнювалися з розрахунком осідання за деформаціями основ згідно ДБН В.2.1-10-2009 [5,6]:

- модель на пружній основі (з використанням коефіцієнтів постелі, C1 і C2);
- модель на пружній основі (з використанням об'ємних кінцевих елементів).

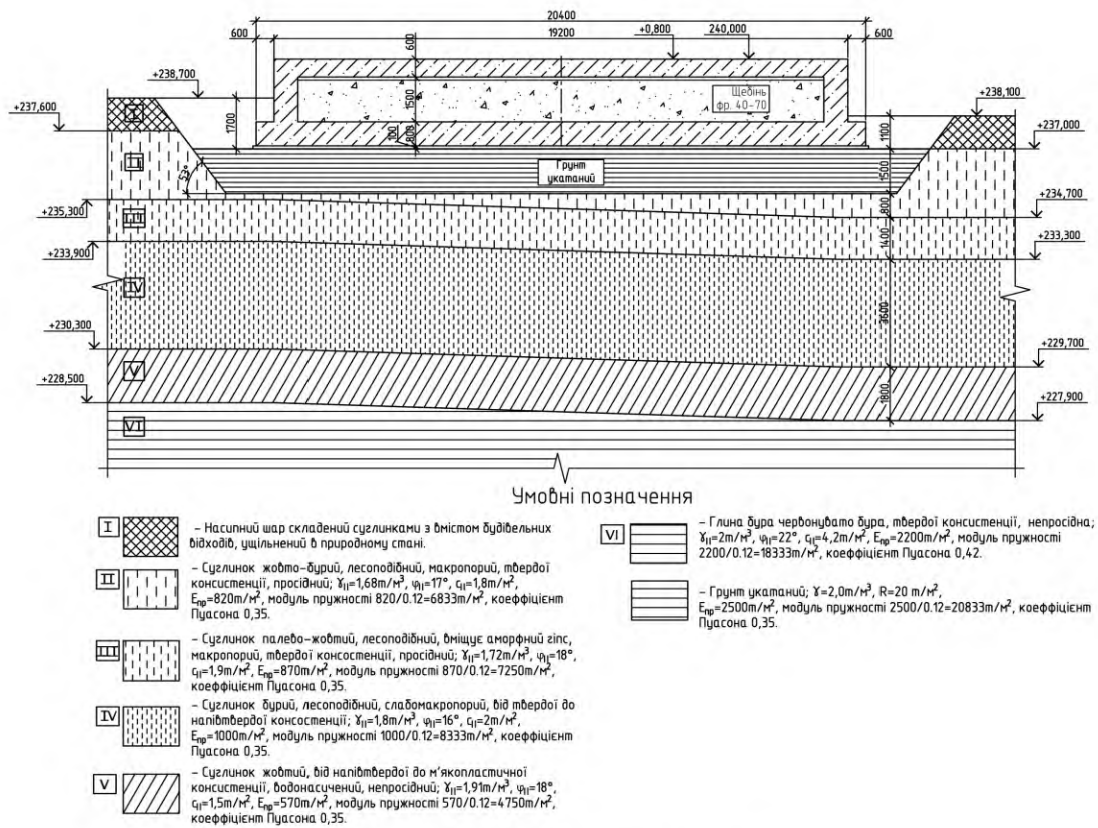


Рисунок 1 - Схема для розрахунку основи

Модель на пружній основі (з використанням коефіцієнтів постелі, C_1 і C_2 , модель Пастернака) (рис. 2) [7]. У даній моделі на підставі геологічних даних, наведених на рис.1, були розраховані коефіцієнти постелі у C_1 і C_2 (C_1 - коефіцієнт стиснення, вимірюваний в кг/см^3 або т/м^3 , що зв'язує інтенсивність вертикального відсічі ґрунту з його осіданням;

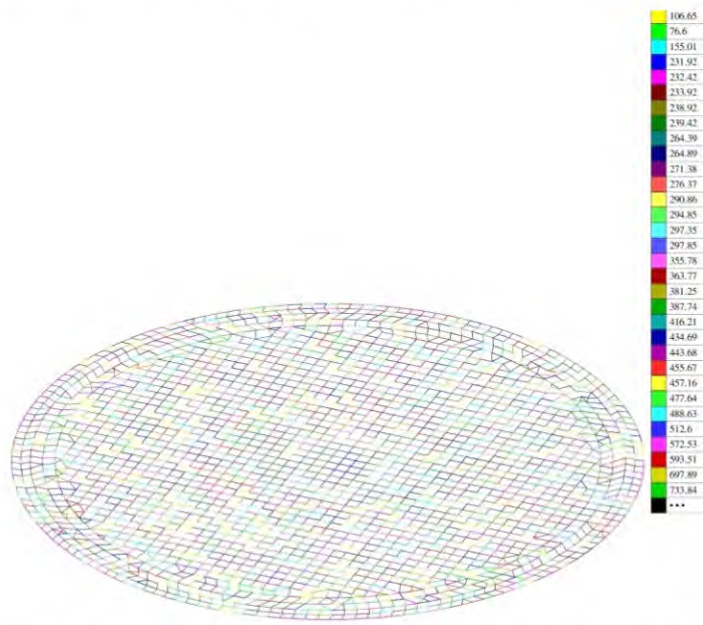


Рисунок 2 - Модель на пружній основі (з використанням коефіцієнтів постелі C_1 і C_2)

C_2 - коефіцієнт зсуву, вимірюваний в кг/см або т/м , дає можливість висловити інтенсивність вертикальної сили зсуву).

Після отримання результатів коефіцієнтів постелі в SCAD 21.1.1.1 розрахункова схема імпортується в підпрограму Кросс (64-бит), версія: 21.1.1.1, де і проводиться розрахунок осідання.

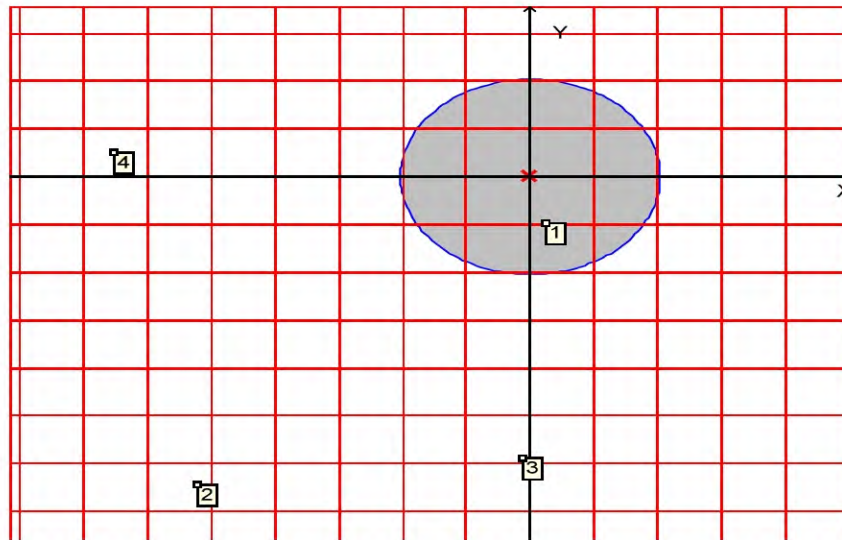


Рисунок 3 - Схема ділянки

Таблиця 1 - Список ґрунтів

Найменування	Питома вага, Т/м ³	Модуль деформації, Т/м ²	Модуль пружності, Т/м ²	Коефіцієнт Пуассона	Коефіцієнт т переущільнення	Тиск переущільнення, Т/м ²
Укатка	2	2500	20833,333	0,35	1	5
ІГЕ-2	1,68	820	6833,333	0,35	1	5
ІГЕ-3	1,72	870	7250	0,35	1	5
ІГЕ-4	1,8	1000	8333,333	0,35	1	5
ІГЕ-4(в)	1,837	570	4750	0,35	1	5
ІГЕ-5	1,91	570	4750	0,35	1	5
ІГЕ-6	2	2200	18333,333	0,42	1	5

Результати розрахунку

Мінімальне значення коефіцієнта постелі 0,068 Т/м³

Максимальне значення коефіцієнта постелі 1214,685 Т/м³

Середнє значення коефіцієнта постелі 458,446 Т/м³

Середньоквадратичне відхилення коефіцієнта постелі 0,022

Відмітка стискаючої товщі визначалась в точці з координатами (0;0) м

Нижня відмітка стискаючої товщі в даній точці 224,76 м

Товщина шару стискаючої товщі в даній точці 12,24 м

Максимальне осідання 4,746 см

Середнє осідання 2,149 см

Крен фундаментної плити 0,001 град

Сумарне навантаження 2740,952 Т

Об'єм виямки ґрунту $-5,172 \cdot 10^{-13} \text{ м}^3$

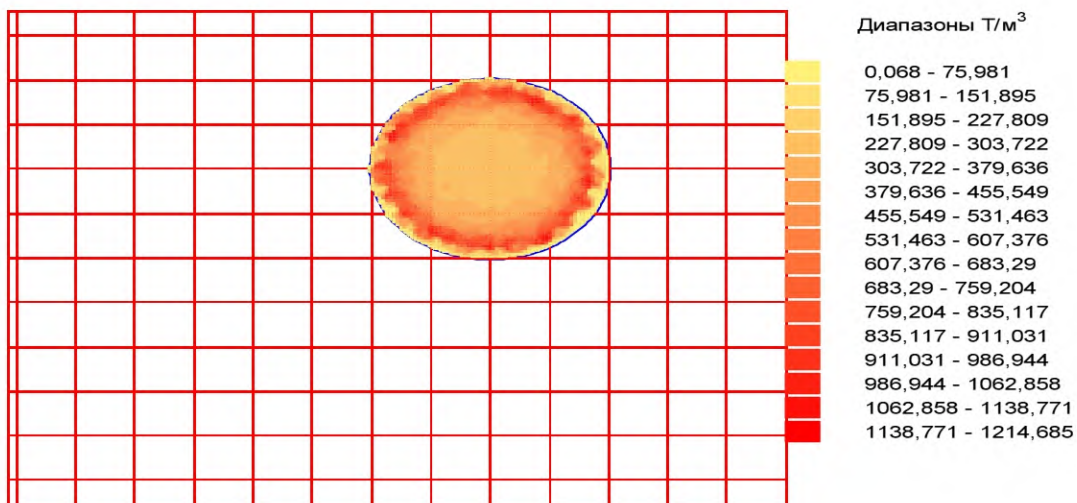


Рисунок 4 - Коефіцієнти постелі

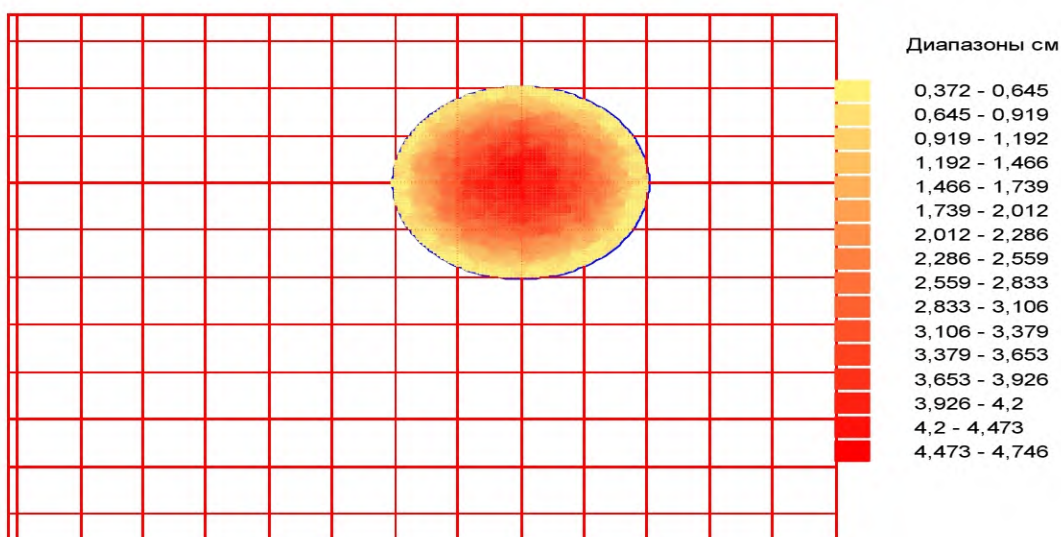


Рисунок 5 - Осідання

Звіт сформований програмою Крос (64-біт), версія: 21.1.1.1 от 22.09.2019

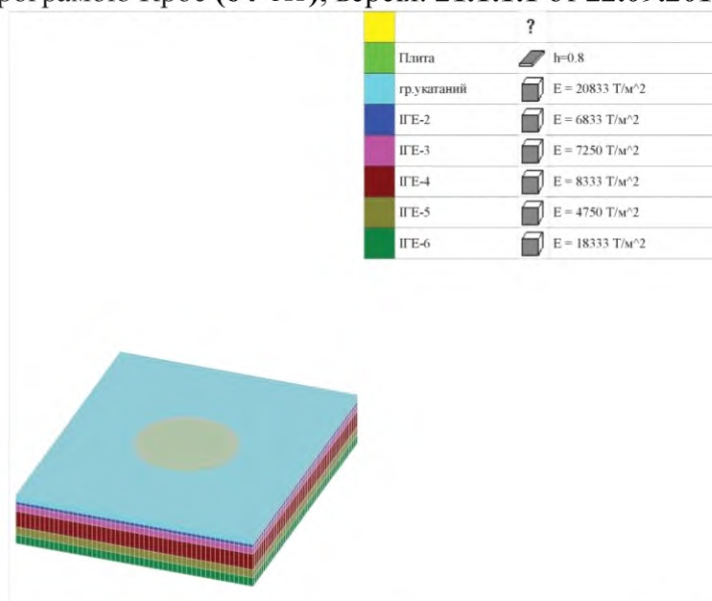


Рисунок 6 - Модель на пружній основі (з використанням об’ємних КЕ)

Модель на пружній основі (з використанням об'ємних кінцевих елементів) (рис. 6). У цій моделі ґрунтову основу створено за схемою лінійно-деформованого шару кінцевої товщини. Суть моделі полягає у введенні в схему лише верхніх стискаючих шарів, нижче яких ґрунт вважається нестисливим.

У зв'язку з тим, що в рамках проведеного аналізу більший інтерес викликає НДС конструкцій, а не розподіл напружень у пружному шарі ґрунту основи, виникає необхідність обмежувати розміри шару в плані, нехтуючи роботою тієї частини пружної основи, яка знаходиться на достатньому віддаленні від краю конструкції. Існує емпіричне правило, яке говорить про те, що досить включити в розрахункову схему пружний шар, який перебуває з кожної сторони від краю конструкції на відстані $L = H \dots 1,5 H$, де H - висота стиснутої товщини.

Статичний розрахунок моделі був виконаний в лінійній постановці. теоретичною основою розрахункового комплексу SCAD 21.1.1.1 є метод кінцевих елементів у формі методу переміщень. В результаті розрахунку були отримані наступні параметри: середнє переміщення вузлів основи.

При аналізі результатів розрахунку була виявлена найбільш несприятлива комбінація навантажень, в яку увійшли: постійні навантаження, навантаження від резервуарів, наповнених зерном, вітрова, снігова і експлуатаційне навантаження. Імовірність одночасної дії навантажень була врахована комбінацією поєднань навантажень.

Екстремальні значення параметрів, отриманих з урахуванням даної комбінації, наведені в табличній формі (мм.). Найбільше переміщення отримано 45,64мм.

Виконано розрахунок осідання окремо розташованого фундаменту s з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого півпростору методом пошарового підсумовування згідно ДБН В.2.1-10-2009 в мною розробленому алгоритмі розрахунку осідань в програмі Excel.

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} h_i}{E_{e,i}}, \quad (1)$$

β - безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ - середнє значення вертикального нормального напруження від зовнішнього навантаження в i -му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр підшви фундаменту;

h_i - товщина i -го шару ґрунту, приймають не більше 0,4 ширини фундаменту;

n - кількість шарів, на які розділена товща основи, що стискається;

$\sigma_{z\gamma,i}$ - середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту, виїнятого з котловану, в i -му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр підшви, на глибині z від підшви фундаменту;

E_i - модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою первинного навантаження;

$E_{e,i}$ - модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою вторинного навантаження (модуль пружності);

E_i і $E_{e,i}$ визначаються в межах діючих навантажень від власної ваги ґрунту і будівлі.

Розрахунок за деформаціями основ виконувався із метою обмеження абсолютних чи відносних переміщень об'єкта (фундаменту) сумісно з основою такими межами, за яких забезпечуються експлуатаційні якості та довговічність об'єкта, унеможлижуються прояви недопустимих осідань, підйомів, кренів, змін проектних рівнів і положень конструкцій, розладнання їх з'єднань тощо. Результати розрахунку наведені в табличній формі.

-45,62	-41,29	-15,32	-10,99
-41,29	-36,96	-10,99	-6,66
-36,96	-32,63	-6,66	-2,33
-32,63	-28,3	-2,33	2,0
-28,3	-23,97	2,0	6,33
-23,97	-19,65	6,33	10,66
-19,65	-15,32	10,66	14,99

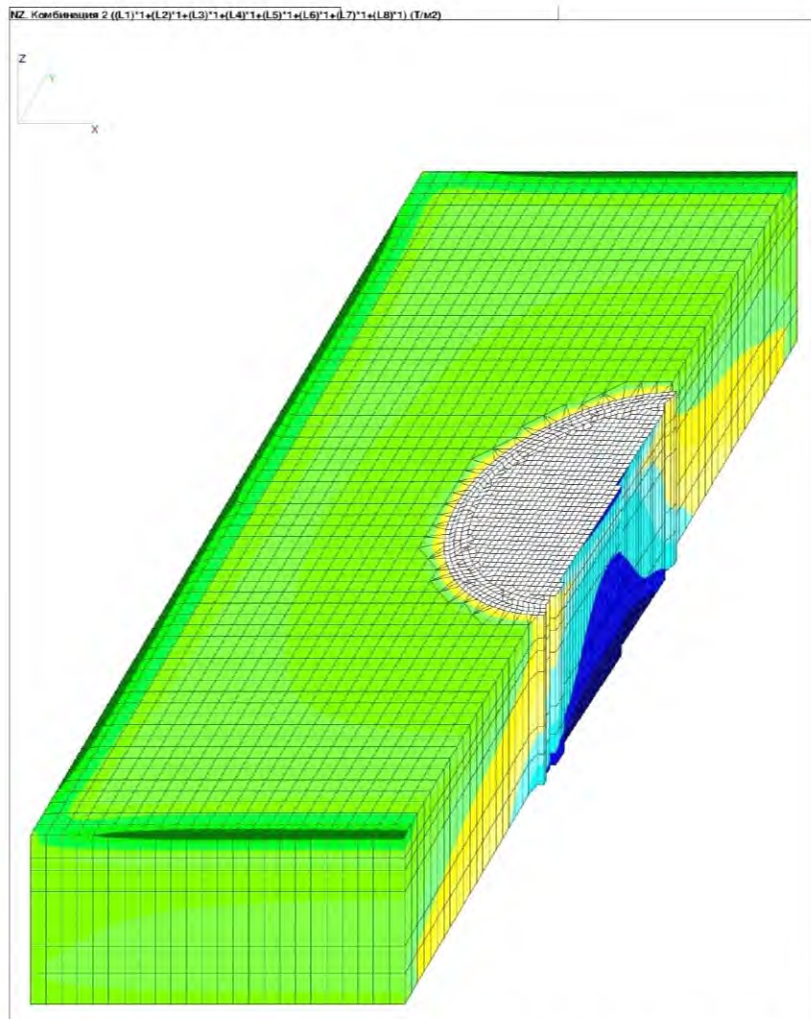


Рисунок 7 - Деформована схема конструкції на підставі з об’ємних KE

Таблиця 2 - Результати розрахунку осідання згідно ДБН В.2.1-10-2009

Номер	Глибина от подошвы слоя z (см.)	m=2z/b	γ (кг/см ³)	α	Pбz=γsb*h+∑y*lh (кг/см ²)	k*Pбz	Pz=α(Pcp-Pбz) (кг/см ²)	Psr,i (кг/см ²)	Ei (кг/см ²)	hi (см)	Si (см.)
-	0	0	0.00160	1	0.176	0.088	1.770	1.764471	250	50	0.28232
1	50	0.049	0.00200	0.99375	0.276	0.138	1.759	1.753413	250	50	0.28055
2	100	0.098	0.00200	0.98751	0.376	0.188	1.748	1.742344	250	50	0.27877
3	150	0.1471	0.00200	0.98124	0.476	0.238	1.737	1.731274	82	50	0.84452
4	200	0.1961	0.00168	0.975	0.560	0.280	1.726	1.722428	82	30	0.50413
5	230	0.2255	0.00168	0.97125	0.610	0.305	1.719	1.713581	87	50	0.78785
6	280	0.2745	0.00172	0.965	0.696	0.348	1.708	1.702523	87	50	0.78277
7	330	0.3235	0.00172	0.95875	0.782	0.391	1.697	1.692571	87	40	0.62255
8	370	0.3627	0.00172	0.95376	0.851	0.426	1.688	1.6789	100	50	0.67156
9	420	0.4118	0.00180	0.94331	0.941	0.471	1.670	1.648729	100	50	0.65949
10	470	0.4608	0.00180	0.91966	1.031	0.516	1.628	1.606882	100	50	0.64275
11	520	0.5098	0.00180	0.89602	1.121	0.561	1.586	1.565034	100	50	0.62601
12	570	0.5588	0.00180	0.87238	1.211	0.606	1.544	1.523187	100	50	0.60927
13	620	0.6078	0.00180	0.84874	1.301	0.651	1.502	1.485482	100	40	0.47535
14	660	0.6471	0.00180	0.82977	1.373	0.687	1.469	1.447777	57	50	1.01598
15	710	0.6961	0.00180	0.80613	1.463	0.732	1.427	1.418484	57	20	0.39817
16	730	0.7157	0.00180	0.79667	1.499	0.750	1.410	1.389191	57	50	0.97487
17	780	0.7647	0.00191	0.77303	1.595	0.797	1.368	1.346858	57	50	0.94516
18	830	0.8137	0.00191	0.74884	1.690	0.845	1.325	1.302792	57	50	0.91424
19	880	0.8627	0.00191	0.72324	1.786	0.893	1.280	1.266492	57	30	0.53326
20	910	0.8922	0.00191	0.70783	1.843	0.922	1.253	1.230193	220	50	0.22367
21	960	0.9412	0.00200	0.68222	1.943	0.972	1.208	1.184876	220	50	0.21543
22	1010	0.9902	0.00200	0.65662	2.043	1.022	1.162	1.13956	220	50	0.20719
23	1060	1.0392	0.00200	0.63102	2.143	1.072	1.117	1.094244	220	50	0.19895
24	1110	1.0882	0.00200	0.60542	2.243	1.122	1.072	1.048881	220	50	0.19071
25	1160	1.1373	0.00200	0.57976	2.343	1.172	1.026	1.003518	220	50	0.18246
26	1210	1.1863	0.00200	0.55416	2.443	1.222	0.981	0	0	0	0
27	0	0	0.00000	0	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0
28	0	0	0.00000	0	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0
29	0	0	0.00000	0	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0
30	0	0	0.00000	0	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0

Предел сжимаемой толщ. (см.) - 1110.00

Осадка составляет, (см.) 13.695

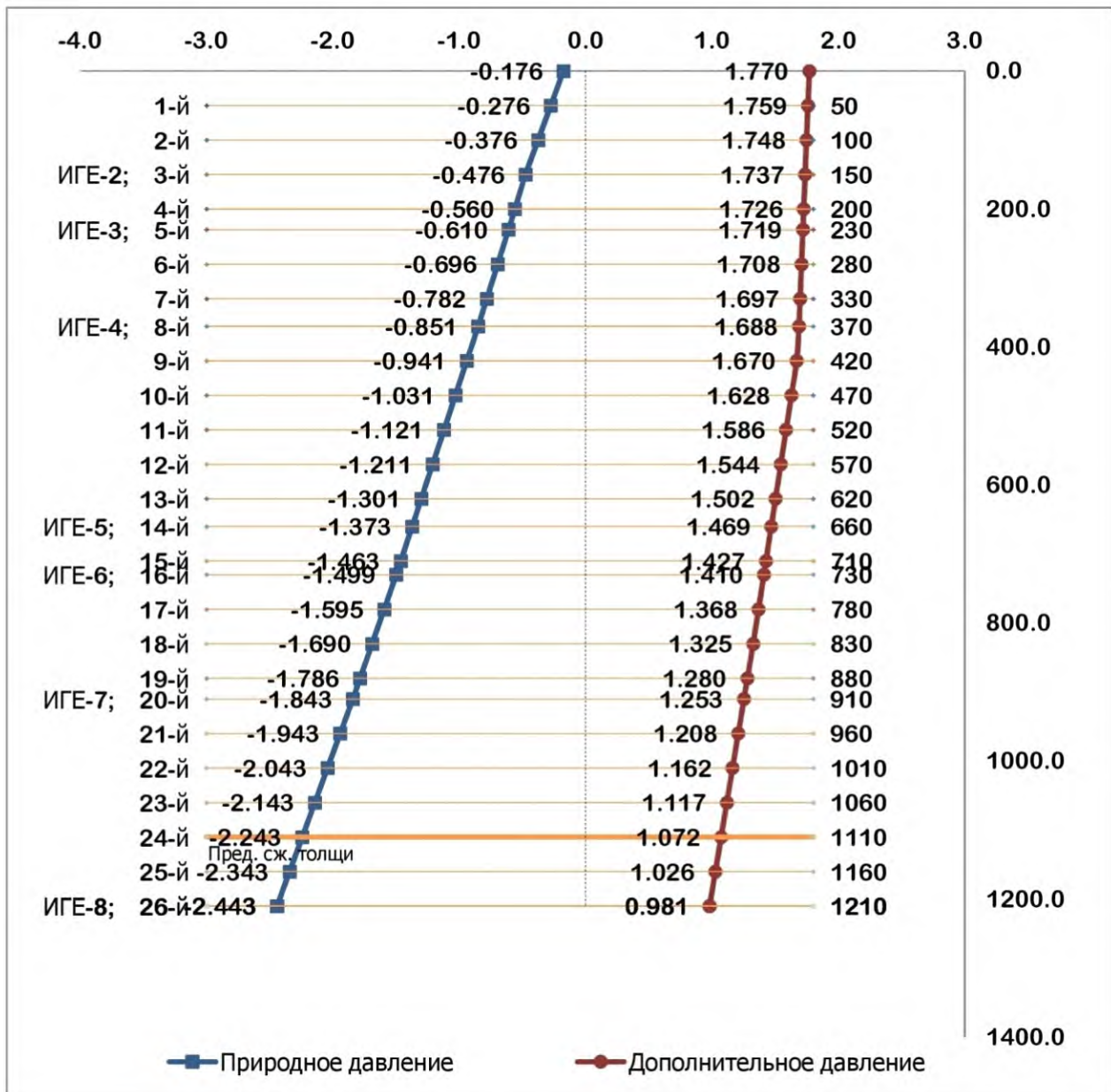


Рисунок 8 - Епюри від зовнішнього навантаження σ_{zp} та вертикальне напруження від власної ваги ґрунту $\sigma_{z\gamma}$

Висновок

Порівняння результатів розрахунку осідань фундаменту показало, що врахування геологічних особливостей основи є визначальним фактором при аналізі НДС фундаменту. Особливий вплив цей фактор робить на переміщення вузлів фундаменту і напруги в конструктивних елементах.

Порівняння результатів осідання фундаменту показали наступні значення: модель на пружній основі (з використанням коефіцієнтів постелі, C_1 і C_2) - 4,746 см; модель на пружній основі (з використанням об'ємних кінцевих елементів) - 4,564 см; осідання за деформаціями основ згідно ДБН В.2.1-10-2009 - 13,695 см.

Аналізуючи способи врахування основи, можна зробити висновок, що модель з використанням коефіцієнтів постелі відрізняється простотою реалізації, в той час як модель конструкції з основою з об'ємних кінцевих елементів більш трудомістка, але дозволяє за

допомогою деформованих схем з певною точністю спрогнозувати поведінку конструкції в реальних геологічних умовах із заданими навантаженнями.

Отже, врахування основи при моделюванні залізобетонних конструкцій має місце бути і є найважливішим фактором, що впливає на НДС конструкції.

З отриманих результатів, значення осідання фундаменту за чисельними моделюваннями становить – 4,746см. та 4,564см., а за розрахунками ДБН склали – 13,695см, що майже в 3 рази більше.

Список літератури

1. Герсеванов Н. М. Основы динамики грунтовой массы / Н. М. Герсеванов. – М., изд. 1931. – 504 с.
2. ДБН В.1.2.-2:2006. Нагрузки и воздействия. – К. : Минстрой Украины, 2006. – 78 с.
3. Зоценко М.Л. Моделювання напружено-деформованого стану ґрунтового масиву зсувного схилу / М. Л. Зоценко, Ю. Л. Винников, М. О. Харченко, А. М. Виногорова, О.В. Костенко // Зб. наук. праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. –Полтава: ПолтНТУ, 2013. –Вип. 3(38). – Т. 1. – С. 160-169.
4. Литвиняк О. Я. Міцність і деформативність збірно-монолітних залізобетонних плит перекриття з використанням пінобетону : автореф. дис. канд. техн. наук : 05.23.01 / О. Я. Литвиняк // Нац. ун-т “Львів. Політехніка”. - Львів, 2015. – 20.
5. Нормы проектирования атомных станций. ПНАЭ Г-5-006-87 / Госатомнадзор СССР. – М. : 1988. – 39 с.
6. Пастернак П. Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели. – Л. : Типогр. № 2 Гос. изд. по строит. и архитект., 1954. – 54 с.
7. Перельмутер А. В., Сливкер В. И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – К. : Сталь, 2002. – 600 с.

УДК 692.53:628.8

АВТОМАТИЗОВАНА МЕТОДИКА ОБЧИСЛЕННЯ ПОКАЗНИКА ТЕПЛОЗАСВОЄННЯ ПІДЛОГ

М.Ф. Пенц, студентка гр.401БП

А.М. Карюк, к.т.н., доцент

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

Особливістю підлоги як огорожувальної конструкції є те, що з її поверхнею безпосередньо контактує людина. Це обумовило введення спеціального показника теплового комфорту – показника теплосасвоєння поверхнею підлоги, що характеризує інтенсивність витрат теплоти від джерела енергії в конструкцію підлоги при безперервному тепловому контакті з її поверхнею. При великому теплосасвоєнні виникає відчуття холоду від підлоги, яке створює дискомфорт. Показник теплосасвоєння визначає кількість теплової енергії, яка може поглинатися одним квадратним метром поверхні підлоги при різниці температур з джерелом тепла в 1°C.

Згідно з ДБН В.2.6-31 [1], для поверхні підлог житлових, громадських будинків і приміщень промислових будинків із постійними робочими місцями обов'язкове виконання умов теплосасвоєння поверхнею підлоги

$$Y_{\Pi} \leq Y_{\max \Pi}, \quad (1)$$

де Y_{Π} – показник теплосасвоєння поверхнею підлоги, Вт/(м²×К);

$Y_{\max \Pi}$ – максимально допустиме значення показника теплосасвоєння.

Нормама [1] встановлені такі максимально допустимі значення показника теплосасвоєння поверхнею підлоги залежно від призначення приміщень:

- житлові будинки, дитячі дошкільні заклади, навчальні заклади та заклади охорони здоров'я – 12 Вт/(м²×К);
- громадські будівлі, крім зазначених вище, адміністративні та побутові приміщення – 14 Вт/(м²×К);
- ділянки з постійними робочими місцями в опалюваних приміщеннях промислових будівель – 17 Вт/(м²×К).

Показник теплосасвоєння поверхнею підлоги визначається згідно з вказівками ДСТУ-Н Б В.2.6-190 [2] у такому порядку:

1. За конструкцією підлоги та стандартом [3] для кожного з шарів підлоги визначають: товщину шару δ_i , коефіцієнти теплопровідності λ_i ; та теплосасвоєння матеріалу s_i .
2. Для кожного з шарів підлоги обчислюють тепловий опір R_i та теплову інерцію D_i

$$R_i = \delta_i / \lambda_i, \quad D_i = R_i \times s_i \quad (2)$$

3. Якщо перший верхній шар конструкції підлоги має теплову інерцію $D_1 \geq 0,5$, показник теплосасвоєння поверхнею підлоги приймають рівним $Y_{\Pi} = 2 s_1$.
4. В іншому випадку показник теплосасвоєння підлоги Y_{Π} визначається послідовним розрахунком показників теплосасвоєння поверхнями шарів підлоги, починаючи з найнижчого, для якого сума теплових інерцій (2) вищих шарів перевищує 0,5, до верхнього. Остаточне значення показника теплосасвоєння поверхнею підлоги Y_{Π} приймається рівним показнику теплосасвоєння поверхні першого шару Y_1 .

Обчислення показника теплосасвоєння підлоги за методикою стандарту [2] реалізоване в середовищі Microsoft Excel у вигляді розрахункового бланку, показаного на рисунку 1.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
25														
26	Шар	Матеріал	δ м	ρ кг/м ³	λ Вт/(м×К)	s Вт/(м ² ×К)	R (м ² ×К)/Вт	D	D_c	За по- верхню	За 1 шаром	За 2 шарами	За 3 шарами	За 4 шарами
27	1	Покриття підлоги - ламінат	0,008	600	0,15	4,22	0,0533	0,2251	0,2251	8,44	4,38	8,31	8,33	8,33
28	2	Спінений поліетилен	0,003	50	0,042	0,38	0,0714	0,0271	0,2522			8,11	8,15	8,14
29	3	Цементно-піщана стяжка	0,04	1800	0,76	9,6	0,0526	0,5053	0,7575				19,38	19,36
30	4	Звукоізоляційний шар із мінеральної вати	0,02	80	0,042	0,48	0,4762	0,2286	0,9860					2,01
31	5	Залізобетонне міжповерхове перекриття	0,22	2500	1,92	17,98	0,1146	2,0602	3,0463					

Рисунок 1 – Розрахунковий бланк Excel для визначення показника теплосасвоєння підлоги

Розрахунки з використанням розробленого бланка виконуються в такому порядку:

- У стовпцях А, В пошарово описується конструкція підлоги.
- У стовпці С, D, E, F за даними стандарту [2] заносяться значення теплових характеристик матеріалу кожного шару, а саме товщина шару δ , середня густина матеріалу ρ , коефіцієнт теплопровідності λ та коефіцієнт теплосасвоєння s .
- У стовпці G обчислюються теплові опори шарів підлоги R_i за формулою (2).
- У стовпці H обчислюються значення теплової інерції D_i шарів за формулою (2).
- У стовпці I обчислюються сумарні значення теплової інерції j шарів.
- У стовпцях J...N обчислюються показники теплосасвоєння з урахуванням різної кількості шарів підлоги, зокрема:
 - у стовпці J обчислюється показник теплосасвоєння з урахуванням лише поверхні першого шару підлоги за формулою $Y_n = 2 s_1$. Цей результат приймається за умови, що перший шар конструкції підлоги має теплову інерцію $D_1 \geq 0,5$.
 - у стовпцях K...N обчислюються показники теплосасвоєння з урахуванням одного, двох, трьох чи чотирьох верхніх шарів підлоги. Обчислення виконуються пошарово, починаючи з найнижчого врахованого шару підлоги. Остаточний результат формується у верхньому рядку розрахункової таблиці.
- Розрахункове значення величини теплосасвоєння обирається з верхнього рядка стовпців J...N за кількістю шарів підлоги, які враховувалися в розрахунку. Для вибору необхідно знайти найбільшу кількість шарів n , для яких сумарне значення теплової інерції $D_{Cn} < 0,5$, а включення наступного шару дає $D_{C(n+1)} \geq 0,5$.

Розроблений розрахунковий бланк дозволяє визначити показник теплосасвоєння підлоги довільної конструкції, змінюючи кількість, товщину та теплові характеристики шарів. Зокрема, для прикладу ламінатної підлоги з рисунка 1 отримано $D_1 = 0,225 < 0,5$. Значення $D_{C1} > 0,5$ досягається для третього шару підлоги, тому розрахунок слід вести за $n = 2$ шарами. З рисунка 1 видно, що результуючий показник теплосасвоєння слід прийняти рівним $Y = 8,31$ Вт/(м²×К), що відповідає наведеним вище вимогам [1] до підлог житлових приміщень.

Автоматизація розрахунку показника теплосасвоєння дає змогу аналізувати різні конструкції підлог з метою вибору задовільного чи оптимального рішення, а також досліджувати залежності величини теплосасвоєння від товщини шарів та теплових характеристик використаних матеріалів.

Список літератури

- ДБН В.2.6-31-2016 Теплова ізоляція будівель. – К. : Мінрегіонбуд України, 2016. – 31 с.
- ДСТУ-Н Б В.2.6-190:2013 Настанова з розрахункової оцінки показників теплостійкості та теплосасвоєння огорожувальних конструкцій. – К. : Мінрегіонбуд України, 2014. – 48 с.
- ДСТУ Б В.2.6-189:2013. Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель. – К. : Мінрегіонбуд України, 2013. – 52 с.

УДК 621.872

ОБЛАДНАННЯ ЗЕМЛЕРИЙНО-ТРАНСПОРТНИХ МАШИН ТЕЛЕСКОПІЧНОГО ТИПУ (НА ПРИКЛАДІ БУЛЬДОЗЕРА)

Д.О. Корса, *ст. гр. БМО-19МП,*
Л.А. Хмара, *професор, докт. техн. наук*
Р.М. Кроль, *доцент канд. техн. наук*

ДВНЗ «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури

Вступ. Можливість адаптації робочих органів землерийно-транспортних машин (ЗТМ) до різноманітних ґрунтових умов та технологічних операцій дозволить раціонально використовувати тягово-зчіпні характеристики машини, підвищити їх продуктивність та універсальність.

Мета – розробка алгоритму оптимізаційного розрахунку ширини відвала бульдозера телескопічного типу за узагальненим критерієм оптимізації P_{NG} в залежності від ґрунтових умов та тягово-зчіпних характеристик бульдозера.

Основна частина. Питанням тягових розрахунків ЗТМ присвячені роботи М. Г. Домбровського [1], А. М. Зеленіна [2, 3], В. І. Баловнева, І. П. Керова [3], Н. Я. Хархути, М. І. Капустіна, В. П. Семенова, І. М. Евентова [4], А. М. Холодова [5, 6], Т. В. Олексієвої, К. А. Артемьева, А. А. Бромберга [7], Л. А. Хмари [8], але ними не розглянуті питання впливу зміни ширини робочого органа на тягово-зчіпні характеристики ЗТМ, а також не виконано оптимізаційний розрахунок робочого органа для різних ґрунтових умов.

Досліджуване робоче обладнання бульдозера телескопічного типу представлено на рис. 1 та складається із штовхаючих брусів 1, що приварені до основного відвалу 2. У внутрішній порожнині основного відвалу 2, по обидві його бічні сторони, встановлені, із можливістю осьового переміщення, допоміжні відвали 3. Осьове переміщення допоміжних відвалів 3 здійснюється за допомогою двохштокового гідроциліндра 4, котрий закріплено на основному відвалі 2 в кронштейнах 5.

Оптимізаційний розрахунок необхідної ширини відвала бульдозера виконувався на основі методики тягового балансу [5, 6], що дозволяє визначити максимальну глибину різання в заданих ґрунтових умовах, оцінити можливості тягача при транспортуванні ґрунту з підрізанням стружки мінімальної товщини, щоб поповнити втрати ґрунту в бокові валики, визначити максимальний підйом, що може долати бульдозер з максимальною призмою волочіння при забезпеченні мінімуму узагальненого показника енергоємності та металоємності P_{NG} .

По даній методиці розроблена програма «Оптимізаційного розрахунку ширини відвала робочого обладнання бульдозера на основі тягового балансу та визначення продуктивності за узагальненим критерієм оптимізації P_{NG} » мовою BASIC. Блок – схема програми представлена на рис. 2.

По даній програмі був проведений оптимізаційний розрахунок ширини відвала бульдозера марки ДЗ-42 (базовий машина промисловий трактор ДТ-75) при розробці ґрунтів I – ї, II – ї та III – ї категорії міцності.

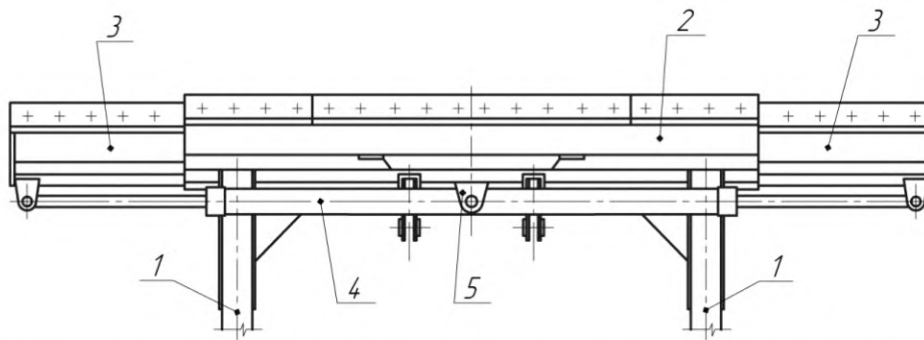


Рисунок 1 – Робоче обладнання бульдозера телескопічного типу: 1 – брус штовхаючий; 2 – відвал основний; 3 – відвал допоміжний; 4 – гідроциліндр двохштоковий; 5 – кронштейн.

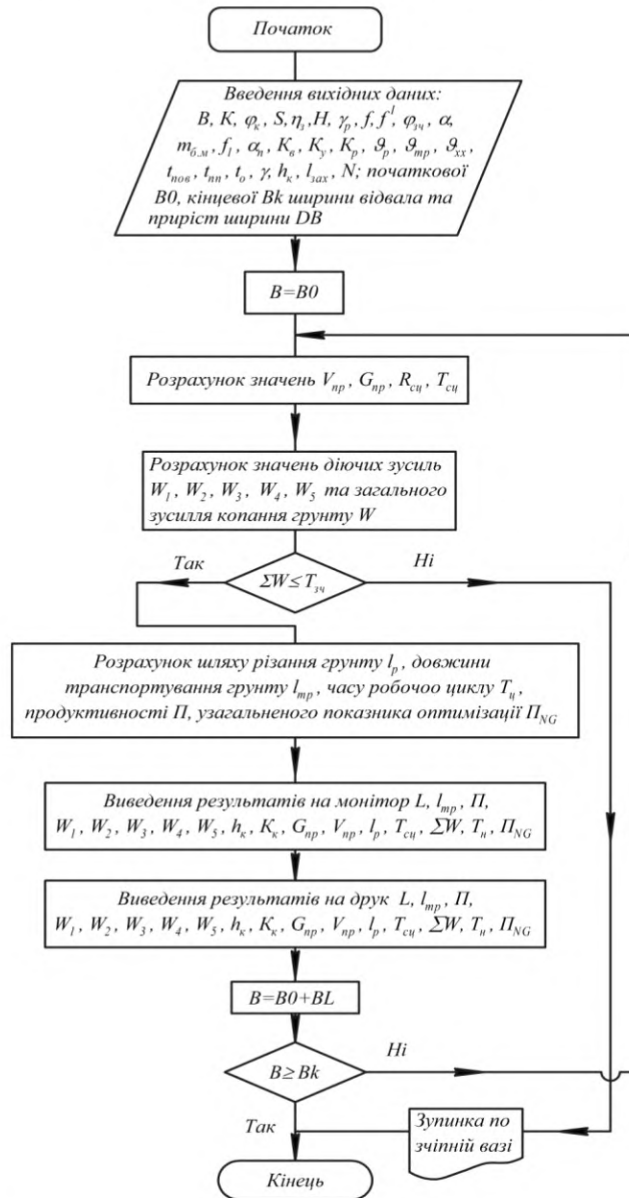


Рисунок 2 – Блок – схема програми оптимізаційного розрахунку ширини відвала бульдозера.

За даними комп’ютерної роздруковки побудовані графіки залежності зусилля копання (W) від ширини відвала ($B_{від}$) і категорії розроблюваного ґрунту (рис. 3, а); залежності продуктивності (Π) бульдозера від ширини відвала ($B_{від}$) та категорії розроблюваного ґрунту (рис. 3, б); залежності узагальненого критерію оцінки (Π_{NG}) технічного рівня бульдозера від зміни ширини відвала ($B_{від}$) та категорії розроблюваного ґрунту (рис. 3, в).

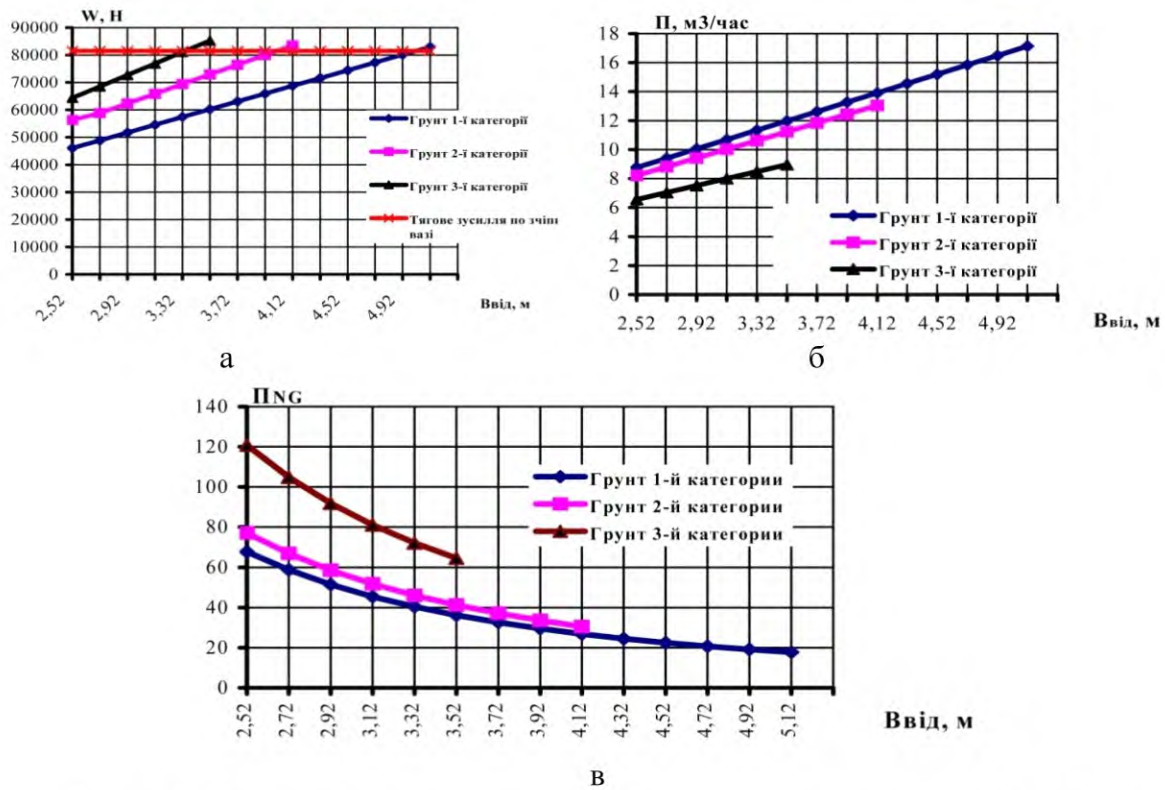


Рисунок 3 – Теоретичні залежності, отримані на основі оптимізаційного розрахунку ширини відвала бульдозера

Висновок. На основі тягового балансу розроблено алгоритм оптимізації ширини відвала бульдозера телескопічного типу за узагальненим критерієм оптимізації P_{NG} в залежності від потужності двигуна базової машини та фізико-механічних властивостей середовища, що розроблюється.

Список літератури

1. Домбровский Н. Г. Строительные машины / Н. Г. Домбровский, Картвелишвили Ю. Л., Гальперин М. И. – М.: Машиностроение, 1976. – 391 с.
2. Зеленин А. Н. Основы разрушения грунтов механическими способами / А. Н. Зеленин. – М.: Машиностроение, 1968. – 376 с.
3. Зеленин А. Н. Машины для земляных работ. Учебное пособие для вузов / А. Н. Зеленин, В. И. Баловнев, И. П. Керов. – М.: Машиностроение, 1975. – 424 с.
4. Дорожные машины. Теория, конструкция и расчет. Учебник для вузов. [Хархута Н. Я., Капустин М. И., Семенов В. П., Эвентов И. М.] – Л.: Машиностроение, 1976. – 472 с.
5. Проектирование машин для земляных работ. Под ред. А. М. Холодова. – Харьков «Вища школа». 1986. – 272 с.
6. Холодов А. М. Землеройно – транспортные машины / А. М. Холодов, В. В. Ничке, Л. В. Назаров. – Харьков «Вища школа». 1982. – 192 с.
7. Алексеева Т. В. Дорожные машины. Машины для земляных работ [Алексеева Т. В., Артемьев К. А., Бромберг А. А. и др.] – М.: Машиностроение. 1972. – 504 с.
8. Машины для земляных работ: Підручник / Л. А. Хмара, С. В. Кравець, М. П. Скоблюк та ін.; за заг. ред. д.т.н., проф. Л. А. Хмари та д.т.н., проф. С. В. Кравця. – Х.: ХНАДУ, 2014. – 548 с.

УДК 625.7/.8

ОСНОВНІ ПРИНЦИПИ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ РІВНОСТІ ПОВЕРХНІ АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ НА СТАДІЯХ ПРОЕКТУВАННЯ Й БУДІВНИЦТВА

Є.С. Упатов, студент

В.В. Ільченко, к.т.н., доцент

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

Рівність поверхні дорожнього покриття є одним з основних транспортно-експлуатаційних показників, від якої залежить як безпечність та комфортність руху, так міцність та довговічність дорожньої конструкції.

Відомо, що нерівності дорожньої поверхні можуть бути закладені на стадії проектування поздовжнього профілю (до 15-25% від допустимої рівності), виникати під час влаштування конструкції дорожнього одягу й накопичуватись у процесі експлуатації дороги [1]. При цьому період будівництва слід вважати найбільш відповідальним, оскільки тоді ще можливо виявити й виправити проектні помилки, а порушення технології влаштування дорожнього покриття ліквідувати досить важко.

Оскільки уникнути утворення й розвитку нерівностей поверхні дорожнього покриття під час експлуатації доріг практично неможливо, тому основну увагу слід звернути на виявлення й ліквідацію факторів, які призводять до виникнення нерівностей та негативно впливають на якість поверхні покриттів під час їх проектування й будівництва.

На стадії проектування дороги нерівності можуть виникати, насамперед, у місцях сполучення суміжних вертикальних кривих різної величини або ж на зламах проектної лінії без вписування вертикальної кривої, що допускається нормативним документом, зокрема [2]. Ліквідувати чи звести до мінімуму вказаний недолік можна шляхом оцінювання якості запроєктованого поздовжнього профілю за показником рівності IRI у середовищі програми „RoadRuf” [3].

У період виконання будівельних робіт якість поверхні покриття залежить від багатьох факторів, а саме: від стану основи під укладання верхнього шару покриття, відповідності складу асфальтобетонної суміші та особливостей її транспортування до місця вкладання, технічного стану та правильності налаштування робочих органів асфальтоукладальника, точності установаження копирів, умов ущільнення асфальтобетону після вкладання [4].

При будівництві доріг із високою рівністю поверхні покриття перш за все необхідно ретельно виконувати підготовчі геодезичні роботи, які полягають у винесенні проектного поздовжнього профілю на місцевість та систематичній перевірці дотримання проектних відміток. Найбільші проблеми можуть виникати при влаштуванні вертикальних кривих, оскільки на місцевості вони відтворюються у вигляді прямих відрізків (хорд), що спотворює запроєктований профіль траси й призводить до утворення нерівностей поверхні покриття.

Наступним етапом процесу влаштування асфальтобетонного покриття з високою рівністю поверхні є перевірка якості поверхні основи до початку роботи асфальтоукладальника. В разі виявлення можливих дефектів поверхню основи чи нижнього шару покриття потрібно перепрофілювати. На існуючому дорожньому покритті необхідно ліквідувати всі дефекти (вибоїни, ями, тріщини), а грубі нерівності поверхні можна видалити холодним фрезуванням або вкладанням вирівнювального шару асфальтобетону.

При влаштуванні асфальтобетонних покриттів нині застосовуються самохідні укладальники з комп’ютеризованими системи керування процесом укладання асфальтобетону, суть роботи яких полягає в автоматичному підтриманні поздовжнього та поперечного профілів покриття відносно базової поверхні за рахунок регулювання товщини асфальтобетону. За базову приймають не саму поверхню основи покриття, по якій

пересувається ходова частина асфальтоукладальника, а спеціальний копір, який імітує рівний поздовжній профіль поверхні покриття. Таким чином усі незначні нерівності поверхні основи, які залишились на момент влаштування верхнього шару покриття, не повинні впливати на якість влаштування поверхні асфальтобетонного покриття.

Заключним етапом улаштування асфальтобетонного покриття є процес ущільнення асфальтобетону котками. При цьому, насамперед, потрібно ретельно підбирати котки статичної та вібраційної дії за їх ваговими та вібраційними параметрами, оскільки порушення умов ущільнення може призвести до втрати міцності шарів дорожнього одягу й рівності верхнього шару покриття. Крім того, слід виконувати загальні правила укочування асфальтобетону, а саме: забезпечити плавність реверсу ходу котка, під час реверсу відключати вібрацію, не допускати зупинок на смузі укочування, повороти та зміщення виконувати за межами смуги укочування, починати ущільнення слід від країв смуги до середини.

Список літератури

1. Величко Г.В., Філіппов В.В. (2003). Забезпечення рівності автомобільних доріг. Автошляховик України, 2, 40–43.
2. ДБН В.2.3-4:2015. Автомобільні дороги (2016). Мінрегіонбуд України, 91 с.
3. Sayers M.W., Karamibas S.M. (1998). The Little Book of Profiling Basic Information about Measuring and Interpreting Road Profiles.
4. Методические рекомендации по повышению ровности асфальтобетонных покрытий автоматизированными асфальтоукладчиками (1980). М., Госстрой СССР, 24.

UDC 004.942: 624.071.322

MODELING OF TWO-SPAN FRAME WITH RIGID OR HINGED NODES BETWEEN BEAMS AND COLUMNS

Atembemoh Kelvis, master,
Anton Hasenko, PhD, assistant professor,
Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University
Viktor Dariienko, PhD,
Central Ukrainian National Technical University

Numeric simulation stress and strain state was conducted in the program RAM Advance student version 7.0 [1].

Goal of this simulation are to get diagrams of internal forces and their maximum values for the frame of the building.

This frame consists from columns and beams. Frame has two spans. Dimension of each span equals 6 m. Height of the extreme columns equal 3 m, height of the middle column equal 4.2 m. Then beams have a bias from the middle to extreme columns, what equal $i = 0.2$. Three frames were examined in this work. These frames have different nodes between columns and beams (see table 1). The columns have rigid supports at their down end. The columns made of tube and the beams made of I-beam. Cross-section of the columns is tube 20×20×1cm. Cross-section of the beams is I-beam #30. Free body diagrams and name of these three frames shown in the table 1.

Table 1 - The name and free body diagrams of the studied frames

#	Name of the studied frames	Free body diagrams of the studied frames
1	Frame with all rigid nodes and with <i>two span beam</i>	
2	Frame with roll nodes on the top end of the column and with <i>two span beam</i>	
3	Frame with roll nodes on the top end of the column and with <i>one span beams</i>	

On table 2 we can see diagrams of internal forces in the elements of studied frames. Their maximum values we can see on table 3.

Table 2 - Diagrams of internal forces in the elements of studied frames

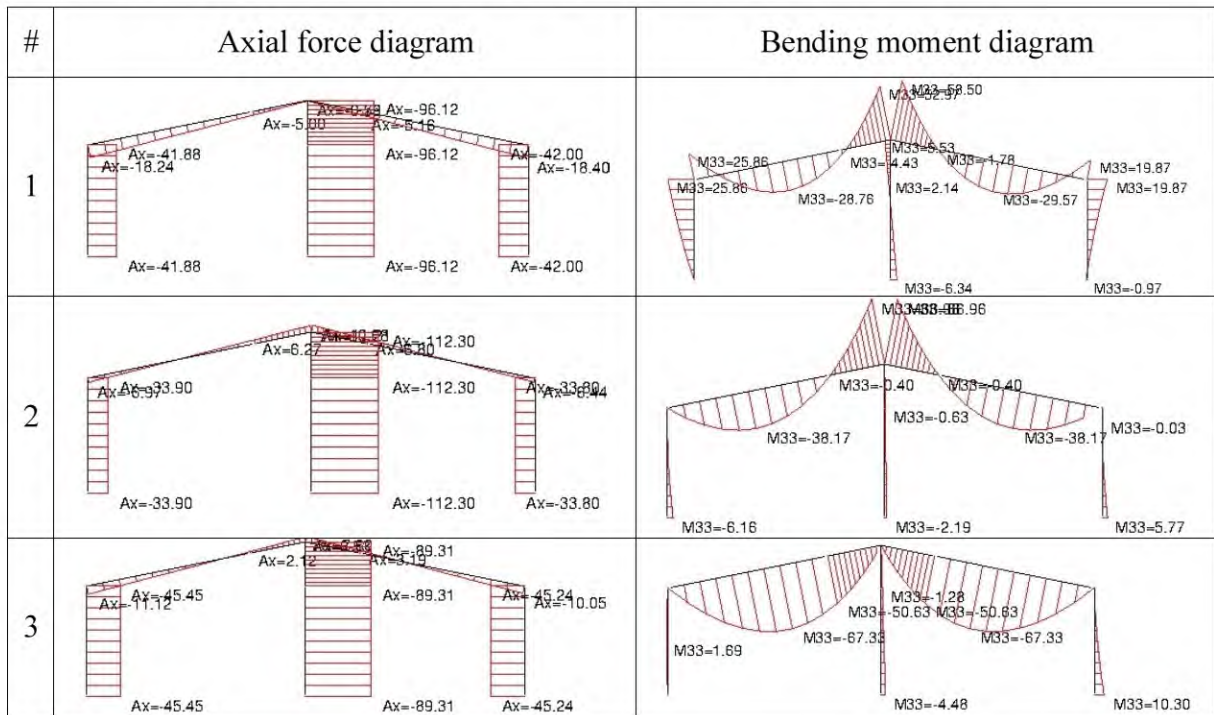


Table 3 - Maximum values of the internal forces in the elements

# shame	Maximum value						
	Bending moment				Shear force	Axial force	
	Value	Space	Value	Space		Beams	Column
	Column		Beams		middle		extreme
1	-25 kNm	on the right top end's column	-58 kNm	on the middle support	49 kN	-96 kN	-42 kN
2	6 kNm	on the right column's support	-67 kNm	on the middle support	55 kN	-112 kN	-34 kN
3	10 kNm	on the right column's support	67 kNm	on the beam's span	44 kN	-89 kN	-45 kN

Conclusions. Maximum bending moment in the beam is on the beam's span if we calculate one span beams and on the middle support if we calculate two spans beam that freely rests on columns. If we calculate frame with rigid support between beams and columns then bending moment goes down by 13.4%. In this case bending moment on the extreme column goes up by about three times. Axial force in the middle column is largest if we have two spans beam that freely rests on columns. On another cases axial force goes down by about 20%.

References

1. RAM Advanse™. Version 3.0. – Carlsbad, 1999. – 324 p.

УДК 004.942: 624.071.322

АНАЛІЗ ВНУТРІШНІХ ЗУСИЛЬ В ЕЛЕМЕНТАХ РАМИ ПРИ РОЗРІЗНІЙ ТА НЕРОЗРІЗНІЙ СХЕМАХ ВЛАШТУВАННЯ ПРОГОНІВ ЗА ДОПОМОГОЮ КОМП’ЮТЕРНОЇ ПРОГРАМИ RAM ADVANSE 7.0 STUDENT

О.С. Бульбаха, *магістр,*
Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»
О.А. Крупченко, *доц., канд. техн. наук,*
Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

Чисельне моделювання напружено-деформованого стану сталевих конструкцій рами виробничої будівлі виконано на ПК за допомогою програми RAM Advanse 7.0 Student.

Метою моделювання було визначення впливу розрізної чи нерозрізної схеми влаштування прогонів на зміну в них внутрішніх зусиль та на зміну опорних зусиль, які передаються на верхній пояс ферм покриття.

У даній роботі досліджувались прогони покриття промислової будівлі, влаштовані по двохпролітній схемі із різними вузлами обпирання на ферми [1]. Прогони влаштовуються на типові ферми поперечних рам будівлі.

Поперечна рама будівлі складається з колон перерізу 40×40 см, висотою 6 м та жорстко затиснених у фундаменті, а також ферм прольотом 12 м. Сталева ферма має трикутну форму з висотою по конику – 2 м та шарнірно обпиранням на колони. Переріз стержнів ферма – два спарені рівнополічкові кутики 100×8 мм. Зовнішнє навантаження на ферми – вузлове у місцях спирання прогонів.

Зовнішнє завантаження на раму: горизонтальне вітрове навантаження, вертикальне снігове, вертикальне від власної ваги легкої покрівлі.

Для визначення впливу нерозрізної або розрізної схеми влаштування прогонів задано три однакові рами з кроком 6 м. Загальний вигляд розрахункової схеми поперечної рами показано на рисунку 1.

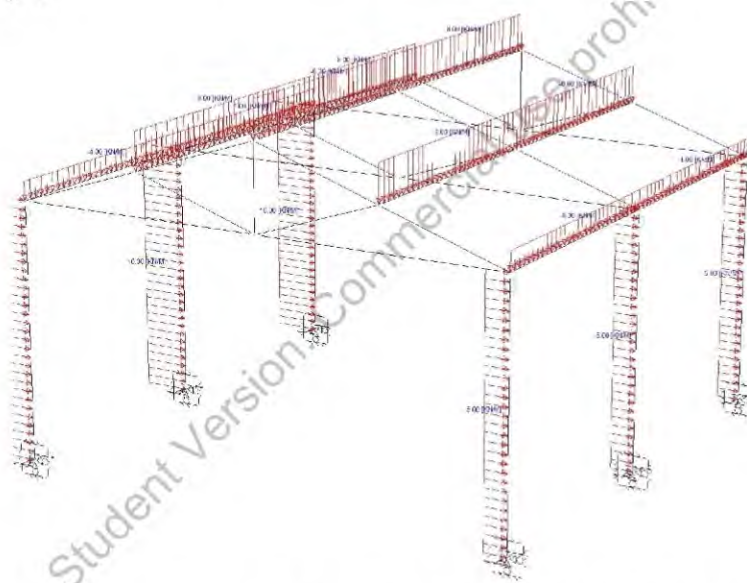


Рисунок 1 – Загальний вигляд розрахункової схеми поперечної рами

Так як метою дослідження було визначення впливу влаштування прогонів на величину внутрішніх зусиль в них, а також опорних реакцій, що передаються від них на елементи ферми, проаналізовано три схеми влаштування прогонів. Відмінності між ними показані в таблиці 1. Результати проведеного розрахунку зведені до таблиці 2. У таблиці 3 показано ескізи розподілу нормальних напружень в прогонах.

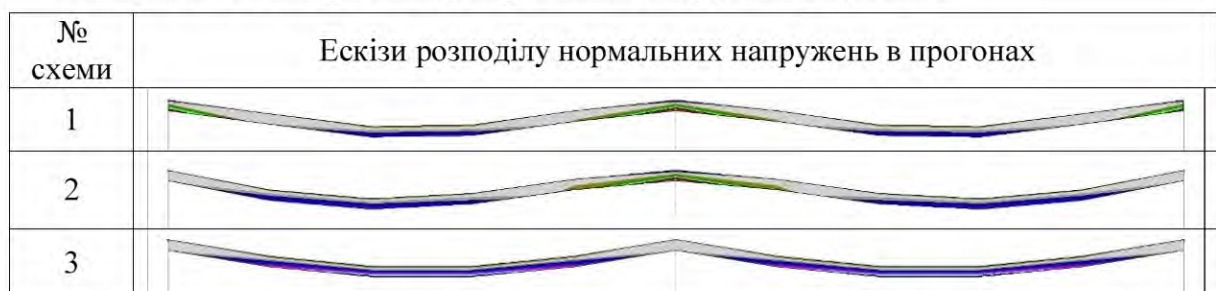
Таблиця 1 - Відмінності між досліджуваними схемами влаштування прогонів

№ схеми	Назва аналізованих схем
1	Нерозрізна схема двохпрольотних прогонів із жорстким вузлом обпирання на верхній пояс ферми
2	Нерозрізна схема двохпрольотних прогонів із шарнірним вузлом обпирання на верхній пояс ферми
3	Розрізна схема двохпрольотних прогонів із шарнірним вузлом обпирання на верхній пояс ферми

Таблиця 2 - Результати визначення максимальних згинальних моментів у прогонах

№ схеми	Максимальний згинальний момент в прогонах:		Необхідний поперечний переріз прогону:		Опорні реакції, кН	
	значення, кНм	місце	номер швелера	погонна вага швелера	середня опора	крайня опора
1	29,5	середня опора	№18	16,3 кг/м	54	21
2	35	середня опора	№20	18,4 кг/м	60	18
3	36	середина прольоту	№20	18,4 кг/м	48	24

Таблиця 3 - Ескізи розподілу нормальних напружень в прогонах



Моделювання напружено-деформованого стану прогонів покриття **визначив наступне**. Найменший згинаючий момент в прогонах виникає при влаштуванні їх по двох пролітній схемі із жорсткими опорами, що дозволяє зменшити необхідний номер швелеру на один номер. При влаштуванні шарнірних опор максимальний момент при розрізній та нерозрізній схемах влаштування прогонів практично однаковий, але при двох пролітній схемі він виникає на середній опорі, а при одно пролітній – посередині прольоту прогонів. При влаштуванні прогонів по нерозрізній схемі, опорна реакція на середній опорі більше на 20% за визначену алгебраїчно по вантажній ширині.

Список літератури

1. Гудзь С.А. Вплив жорсткості приєднаних конструкцій на стійкість балок / С.А. Гудзь, А.В. Гасенко // Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин: зб. наук. праць. – Вип. 35. Технічний. – К.: Видавництво Ліра-К, 2018. – С. 114 – 123.

УДК 004.942: 624.071.322

ЗМІНА ПОЗДОВЖНЬОЇ СИЛИ В СТЕРЖНЯХ ФЕРМИ ПРИ ВИКОНАННІ ЇЇ СТЕРЖНІВ З РІЗНИХ ПОПЕРЕЧНИХ ПЕРЕРІЗІВ

А.С. Вірченко, магістр

В.І. Динник, магістр

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

П.А. Юрко, канд. техн. наук,

Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»

Чисельне моделювання напружено-деформованого стану сталевих конструкцій ферми виробничої будівлі виконано на ПК за допомогою програми RAM Advanse 7.0 Student.

Метою моделювання було визначення внутрішніх зусиль в елементах ферми при виконанні її стержнів з різних поперечних перерізів.

Досліджувана сталева ферма має трикутну форму з висотою по конику – 2м. Проліт ферми становить 12 м. Обпирання ферми на колони – шарнірне. Навантаження на ферму – вузлове по верхньому поясу у місцях спирання прогонів. Геометрична схема ферма показана на рисунку 1.

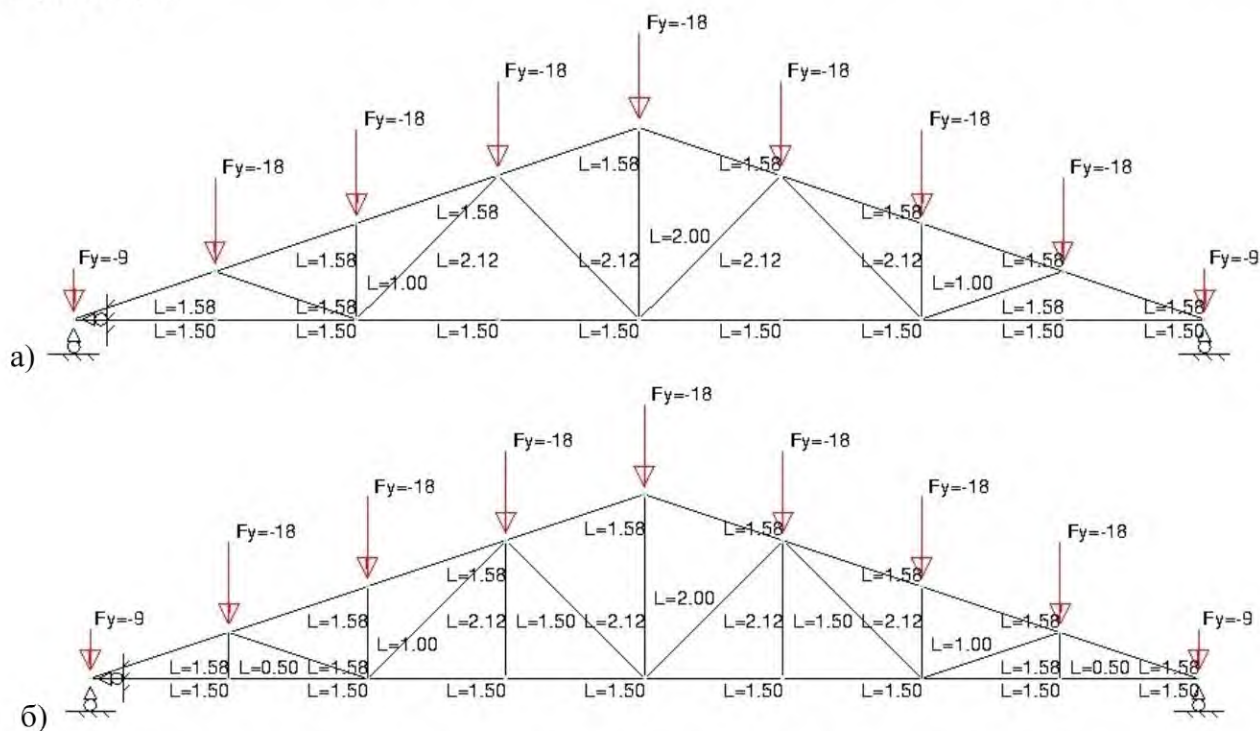


Рисунок 1 – Геометрична схема ферми: а) без додаткових стійок; б) із додатковими стійками

Ферма виконана зварною із сталевих стержнів, що виконані з прокатних профілів. Переріз стержнів ферми заданий в двох варіантах: два спарені рівнополічкові кутики 75×5 мм та квадратна труба перерізом 100×5 мм. Площа поперечного перерізу вказаних двох варіантів стержнів ферм майже рівна.

З метою зменшення розрахункових довжин стержнів нижнього поясу ферми, влаштовувалися додаткові стійки [1]. Маркування досліджуваних ферм із наявними чи відсутніми додатковими стійками (див. рис. 1), а також із відмінностями поперечних перерізів стержнів ферм, наведено у таблиці 1.

Таблиця 1 - Відмінності між досліджуваними схемами ферм

№ моделі	Переріз стержнів ферми	Наявність додаткових стійок
1	2 рівнополічкові кутики 75×5 мм	–
1a		+
2	квадратна труба 100×5 мм	–
2a		+

Результати визначення поздовжньої сили в стержнях ферми зведені до таблиці 2. Зміна поздовжньої сили по довжині верхнього та нижнього поясів ферми показана на рисунку 2.

Таблиця 2 - Поздовжня сила в стержнях ферми

№ моделі	N_{\max} , кН		Різниця ΔN , %	
	верхній пояс	нижній пояс	верхній пояс	нижній пояс
1	196.95	187.00	–	–
1a	194.25	184.60	1.39%	1.3%
2	190.94	180.64	–	–
2a	186.26	176.54	2.51%	2.32%

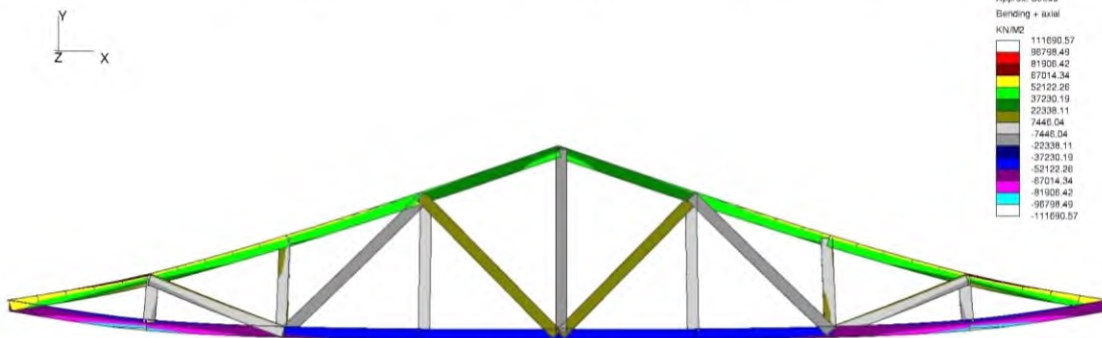


Рисунок 2 – Ескіз зміни поздовжньої сили у поясах ферми

В результаті проведених розрахунків ферми, можна зробити наступні **висновки**.

1. Встановлення додаткових стійок для зменшення розрахункової довжини елементів нижнього поясу зменшує поздовжню силу в останніх на 1,3...2,5%.
2. Влаштування стержнів ферми із квадратної труби 100×5 мм у порівнянні із стержнями ферми з двох рівнополічкових кутиків 75×5 мм приводить до зменшення поздовжньої сили в них на 3...5%.

Список літератури

1. Техніко-економічне порівняння легких сталевих конструкцій покриття літньої естради / С.Ф. Пічугін, А.В. Гасенко, А.Ю. Дмитренко, А.С. Крамарь // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – Рівне : НУВГтаП, 2013. – Вип. 25. – С. 576 – 582.

УДК 004.942: 624.071.322

АНАЛІЗ ЗМІНИ ВНУТРІШНІХ ЗУСИЛЬ В РАМІ ПРИ РІЗНІЙ КОМБІНАЦІЇ НАВАНТАЖЕННЯ ЗА ДОПОМОГОЮ КОМП’ЮТЕРНОЇ ПРОГРАМИ RAM ADVANSE 7.0

М.В. Корж, *магістр*,

В.А. Кириченко, *к.т.н., доцент*,

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Чисельне моделювання напружено-деформованого стану сталевих конструкцій рами виробничої будівлі виконано на персональному комп’ютері за допомогою комп’ютерної програми RAM Advanse 7.0. Дана програма дозволяє визначати внутрішні зусилля та напруження в елементах статично визначених і статично невизначених конструкцій, а також переміщення їх вузлів. Зручний та доступний інтерфейс програми дозволяє користуватися останньою без особливих попередніх навичок.

Метою моделювання було проаналізувати зміну внутрішніх зусиль в поперечній рамі промислової будівлі при різній комбінації навантаження на неї.

Досліджувана поперечна рама промислової будівлі складається із залізобетонних колон та сталевий ферми покриття. Проліт рами в осях – 12 м. Колони задавалися перерізом 40×40 см висотою 6 м. База колон виконана у вигляді жорсткого затиснення на відмітці 0,000 до верхнього обрізу фундаменту. Сталева ферма має трикутну форму із висотою по конику 2 м. Переріз стержнів ферми – 2 спарені рівнополічкові кутики 100×8 мм. Проліт ферми – 12 м. Вузол з’єднання ферми з оголовком колон – жорсткий.

Зовнішнє навантаження на раму складалося з вітрового горизонтального навантаження, вертикального навантаження від власної ваги легкої покрівлі та снігу, а також навантаження від крану: вертикального та горизонтального від гальмування візка крану. Як відомо, внутрішні зусилля в елементах рами залежать від комбінації вказаних вище зусиль. Тому було проаналізовано вплив варіантів сполучень зовнішнього навантаження на зміну внутрішніх зусиль для трьох найбільш несприятливих комбінацій навантажень. Загальний вигляд розрахункових схем поперечних рам та їх опис наведено в таблиці 1.

Створення комп’ютерних моделей аналізованих поперечних рам будівлі для визначення напружено-деформованого стану елементів рам та їх аналіз у пружній стадії роботи виконувались в наступному порядку [1]:

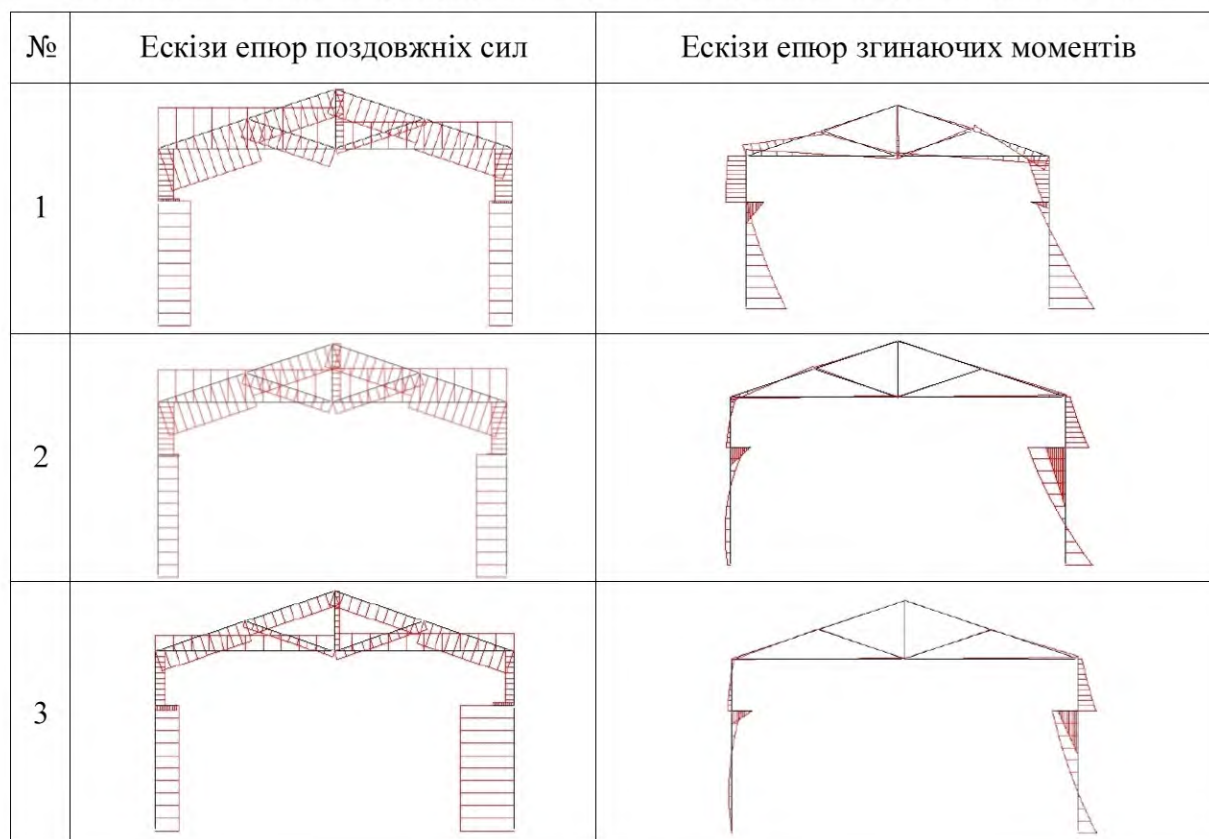
- вибір системи координат;
- вибір одиниць вимірювань геометричних та фізико-механічних величин;
- створення геометрії моделі розрахункових схем;
- введення властивостей матеріалів: модуля пружності Юнга E і коефіцієнту поперечних деформацій ν ;
- задавання граничних умов (ступенів вільності) – в’язей, що прикладаються до конструкції;
- формування системи навантажень та задавання їх значень;
- перевірка коректності розробленої моделі;
- вибір типу аналізу та розрахунок конструкції;
- аналіз отриманих результатів розрахунків та формування їх представлення для практичного використання.

Таблиця 1 - Ескізи та опис досліджуваних розрахункових схем поперечної рами будівлі

№	Опис навантаження на раму	Ескізи розрахункових схем
1	<p>Вітрове горизонтальне навантаження $q=5\text{кН/м}$ (на ліву стійку) і $q=3\text{кН/м}$ (на праву стійку);</p> <p>вертикальне навантаження від власної ваги легкої покрівлі та снігу $F_2= F_4=25\text{кН}$, $F_6= F_7= F_8=50\text{кН}$, а також навантаження від крану: вертикальне $D_{\text{max}}=100\text{кН}$ (на ліву консоль), $D_{\text{min}}=30\text{кН}$ (на праву консоль) та горизонтальне від гальмування візка крану $H_{\text{max}}=13\text{кН}$ (на ліву консоль), $H_{\text{min}}=5\text{кН}$ (на праву консоль).</p>	
2	<p>Вітрове горизонтальне навантаження $q=5\text{кН/м}$ (на ліву стійку) і $q=3\text{кН/м}$ (на праву стійку);</p> <p>вертикальне навантаження від власної ваги легкої покрівлі та снігу $F_2= F_4=25\text{кН}$, $F_6= F_7= F_8=50\text{кН}$, а також навантаження від крану: вертикальне $D_{\text{min}}=30\text{кН}$ (на ліву консоль), $D_{\text{max}}=100\text{кН}$ (на праву консоль), та горизонтальне від гальмування візка крану $H_{\text{max}}=-13\text{кН}$ (на ліву консоль), $H_{\text{min}}=-5\text{кН}$ (на праву консоль).</p>	
3	<p>Вітрове горизонтальне навантаження $q=5\text{кН/м}$ (на ліву стійку) і $q=3\text{кН/м}$ (на праву стійку);</p> <p>вертикальне навантаження від власної ваги легкої покрівлі $F_2= F_4=5\text{кН}$, $F_6= F_7= F_8=10\text{кН}$, а також навантаження від крану: вертикальне $D_{\text{min}}=30\text{кН}$ (на ліву консоль), $D_{\text{max}}=100\text{кН}$ (на праву консоль), та горизонтальне від гальмування візка крану $H_{\text{max}}=-13\text{кН}$ (на ліву консоль), $H_{\text{min}}=-5\text{кН}$ (на праву консоль).</p>	

Метою дослідження було проаналізувати зміну внутрішніх зусиль, які виникають в колонах і передаються на фундаменти, від різних комбінацій навантажень. Сполучення навантажень були обрані найбільш несприятливі аби наочно оцінити різницю внутрішніх зусиль, що виникають в поперечній рамі. Ескізи епюр внутрішніх зусиль в стержнях поперечної рами будівлі наведені в таблиці 2, а максимальні значення внутрішній зусиль порівняні у таблиці 3.

Таблиця 2 - Ескізи епюр внутрішніх зусиль в стержнях поперечної рами будівлі



Таблиця 3 - Максимальні значення опорних реакцій колон

№ схеми	Опорні реакції на:					
	правій опорі			лівій опорі		
	M , кНм	N , кН	Q , кН	M , кНм	N , кН	Q , кН
1	148,9	140,8	-39,7	130,4	189,2	-26,3
2	30,5	199,0	-23,6	-3,0	131,0	-6,4
3	29,4	119,2	-22,9	0,3	50,8	-7,1

Моделювання напружено-деформованого стану моделей поперечного каркасу промислової будівлі **визначили наступне**. Порівнявши максимальні значення опорних реакцій колон, можемо відмітити значне збільшення згинального моменту, як в лівій, так і в правій опорі при навантаженні, що демонструє схема 1 (горизонтальне вітрове та кранове навантаження направлене в одну сторону). А при іншій комбінації навантажень як на схемі 2 та схемі 3 – значення згинальних моментів значно менше (до 5 разів). Поздовжня сила найбільша при крановому вертикальному навантаженні на досліджувану колону.

Список літератури

1. Hasenko A.V. Causes of the eccentric compression reinforced concrete elements fixed joint stanchion and rafter gable frame of agricultural buildings / A.V. Hasenko, I.A. Yurko, O.G. Fenko, P.A. Yurko // The International Scientific Periodical Journal "Modern Technology and Innovative Technologies". – Germany: Karlsruhe, 2017. – Issue №2, Vol.2. – pp. 126 – 129. – DOI: 10.21893/2567-5273.2017-02-02-033.

UDC 004.942: 624.071.322

MODELING OF TWO-SPAN FRAME WITH RIGID OR HINGED NODES BETWEEN BEAMS AND COLUMNS USING ANGLE BRACE

Faheem Ahmad Butt, *Masters*
Aleksej Fenko, *PhD, Assistant Professor*,
Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University

Numerical simulation Stress and Strain stage was conducted in the program Ram Advance student version 7.0.

Goal of this simulation is to get diagram of internal forces and their maximum values for the frame of the building.

This frame consists from the columns, beams and angle braces (see table 1). Frame has two spans. Each span equal 6 meters. Height of the external columns equal 3 meters. Height of the middle column equal 4.2 meters. Beams have braces from their middle parts two middle column. External load consists from snow, own weight all construction and wind. Studied frames have next difference that we can see on table 1.

Cross-section of the column and angle brace are tube with dimension 20×20 cm and thickness 1 cm. Cross-section of the beams are I-beam #30.

Table 1 - The name and free body diagrams of the studied frames

#	Name of the studied frames	Free body diagrams of the studied frames
1	Frame with all rigid nodes and with <i>two span beam</i>	
2	Frame with roll nodes on the top end of the column, rigid nodes on the brace's both ends and with <i>two span beam</i>	
3	Frame with roll nodes on the top end of the column, roll nodes on the brace's both ends and with <i>one span beams</i>	

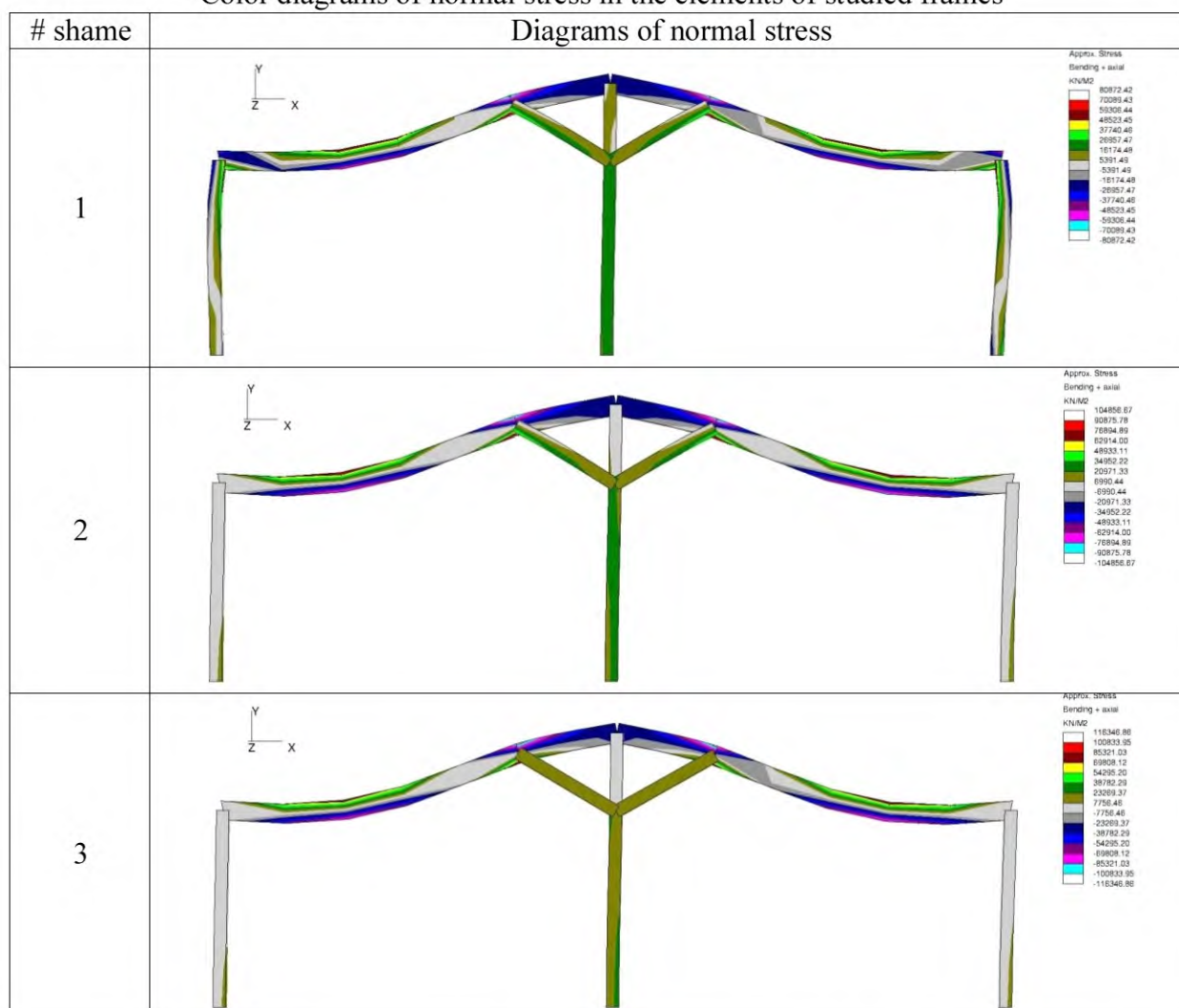
On table 2 we can see maximum values of internal forces in the elements of studied frames. Diagrams of normal stress we can see on table 3.

Table 2 - Maximum values of the internal forces in the elements of studied frames

# shame	Maximum value						
	Bending moment				Shear force	Axial force	
	Value	Space	Value	Space		Beams	Column
	Column		Beams		middle		extreme
1	17 kNm	on the right	24 kNm	on the left	35 kN	-112 kN	-34 kN
2	4 kNm	column's	31 kNm	beam's	40 kN	-125 kN	-27 kN
3	4 kNm	support	28 kNm	brace	39 kN	-124 kN	-27 kN

Table 3

Color diagrams of normal stress in the elements of studied frames



Conclusions. Maximum bending moment in the beam is on the beam's brace. If we calculate frame with all rigid nodes and with two span beam then bending moment goes down by 22.5%. In this case bending moment on the extreme column goes up by about four times. Axial force in the middle column is largest if we have two spans beam that freely rests on columns. On another cases axial force goes down by about 9.7%.

References

1. RAM Advanse™. Version 3.0. – Carlsbad, 1999. – 324 p.

УДК: 624.014

ВИКОРИСТАННЯ BIM-ТЕХНОЛОГІЙ В ПРОЦЕСІ ВИКОНАННЯ КУРСОВОГО ПРОЕКТУ

Д.В. Турченко, ст. гр. 501-БПм
Д.П. Корабельніков, ст. гр. 501-БПм
С.Ф. Пічугін, професор, д-р тех. наук,

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Технології проектування будівельних конструкцій продовжують розвиватися та удосконалюватися, намагаючись відповідати завданням та умовам сучасної інженерії, що передбачають використання інформаційних технологій. У проектах будівельних об'єктів відповідне місце мають технології створення будівельної інформаційної моделі – BIM (Building Information Modeling). Цю технологію можна уже вважати не новим напрямком, а необхідною умовою успішного створення та реалізації проекту.

Для металевих конструкцій найбільш ефективним вважається програмний комплекс Tekla Structures. Підсистема моделювання даного продукту оптимізована під вимоги проектувальників та подальшого створення креслень і документації. Програма володіє широким вибором середовищ - комплектів налаштувань, що залежать від регіону проекту. Серед найактуальніших – сортаменти прокатних профілів, матеріали виробів, звіти і шаблони.

Досить корисною виглядає ідея використання програмного комплексу Tekla Structures в рамках виконання курсового проекту «Проектування каркасу одноповерхової виробничої будівлі» з дисципліни «Металеві конструкції». Одночасно з реалізацією переваг BIM-технологій під час виконання завдання вдається набути і закріпити навички, які цінні та актуальні під час розробки сучасних реальних проектів. Також при більш свіжому підході до виконання традиційних завдань курсового проектування з'являється шанс реалізувати нові ідеї розвитку технології інформаційного моделювання.

При проектуванні ферми покриття ОВБ були розраховані елементи, підібрані профілі, визначені геометричні розміри. Відповідно до геометричної схеми було створено інформаційну модель ферми в Tekla Structures, що включала марки сталі елементів, актуальну масу. Відповідні дії були виконані для інших типів конструкцій.

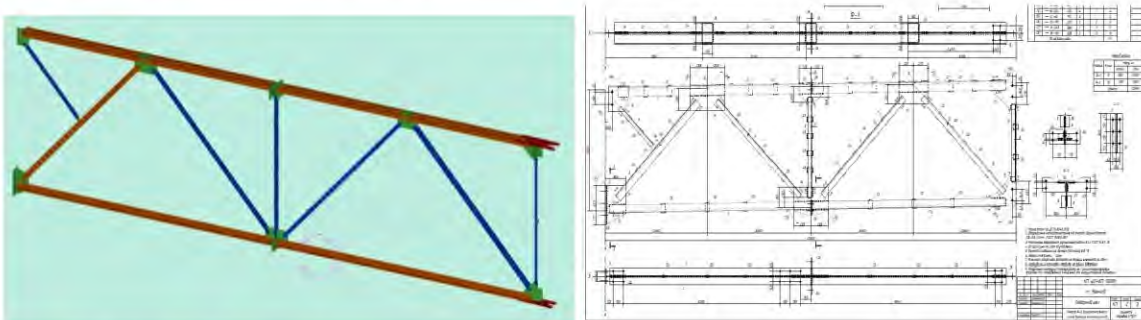


Рисунок 1 – Модель ферми у середовищі тривимірного моделювання Tekla Structures та графічне зображення ферми як відправного елемента

Після отримання результатів усіх розрахунку почався процес створення єдиної та повної інформаційної моделі ОВБ. Були враховані також рішення, що, зазвичай, не входять

до задач традиційного курсового проектування. Це стало результатом переваг тривимірного моделювання. Були виконані та узгоджені деякі вузли, пов’язані із влаштуванням горизонтальних та вертикальних в’язей, підкранових балок, конструкцій фахверку.

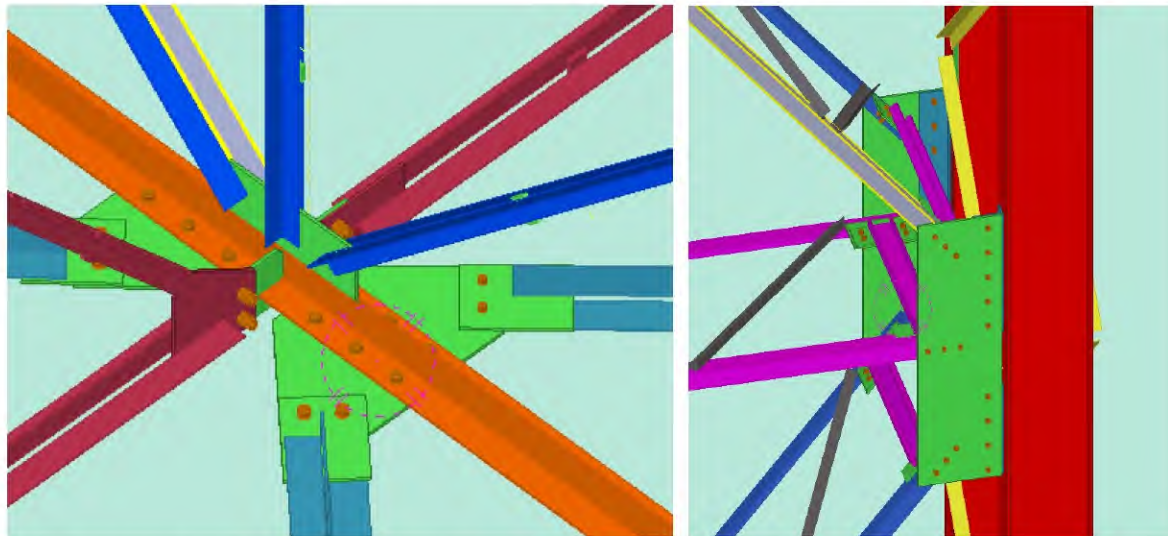


Рисунок 2 – Виконані вузли ОВВ в середовищі тривимірного моделювання Tekla Structures

Із готової моделі були отримані всі необхідні графічні зображення завдяки властивості автоматизованого створення креслень. Вона включає в себе цілу послідовність дій, дозволяючи створювати однією командою креслення окремих деталей, відправних марок, відлитих елементів, монтажних схем, а також комплексних креслень. Графічні зображення і документація створюються автоматично за ДБН або за створеними під конкретні вимоги шаблонами. Креслення завжди підтримуються в актуальному стані: будь-яка зміна моделі автоматично змінює креслення.

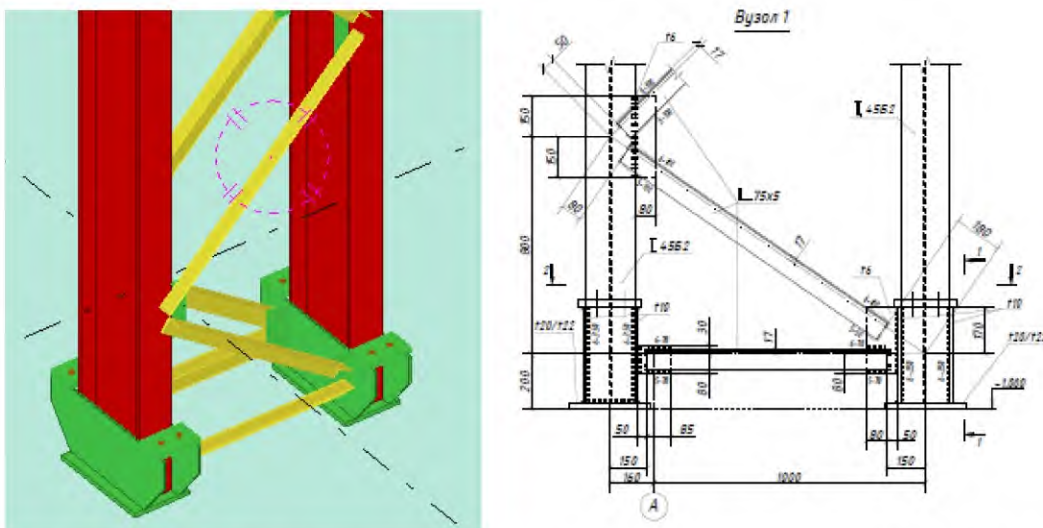


Рисунок 3 – Модель бази колони у середовищі тривимірного моделювання Tekla Structures та її графічне зображення

У рамках реального проектування на етапі виготовлення і монтажу особливо гостро виникає потреба в комплектах точної документації на металеві конструкції в повному обсязі. Створення відомостей відправних марок, відомостей використання різного профілю та матеріалу, відомостей на метизні вироби проходить в автоматичному режимі. Для задач

курсів проекту створені відповідна документація лише на частину конструкцій. За необхідності можливим є налаштування створення відомостей за певним параметром, що закладений в моделі під час створення (площа фарбування, стадії виготовлення та ін.).

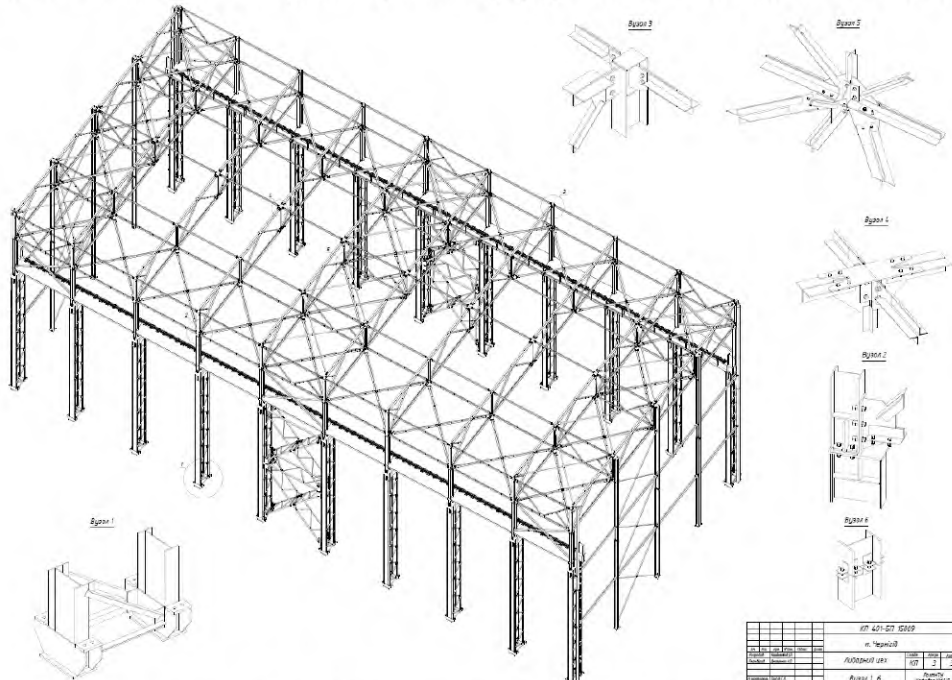


Рисунок 4 – Тривимірне зображення всієї моделі ОВБ

Говорячи про перспективи використання BIM-технологій у курсовому проектуванні, слід сказати про можливість виведення розрахункових схем із інформаційних моделей та подальшого розрахунку у відповідних програмних комплексах (ЛІРА-САПР, SCAD); здатність підключення до моделі декількох розробників за допомогою мережі; візуалізація моделі конструкцій для реалістичного представлення; передачу даних між Tekla Structures і такими системами як Graphisoft ArchiCAD, Autodesk Revit, Trimble SketchUp.

Висновок: Застосування та вивчення BIM-технологій, на прикладі програмного продукту Tekla Structures, в рамках курсового проектування – ефективний спосіб отримання актуальних навиків і знань сучасного проектування і перспективний шлях до підвищення якості курсового проектування та швидкості реалізації проекту. Крім того, при такому підході з'являється можливість реалізувати нові ідеї розвитку технології інформаційного моделювання.

УДК: 621.791.92

МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ РОБОЧИХ ПРОЦЕСІВ ДВИГУНІВ ВНУТРІШНЬОГО ЗГОРАННЯ В СЕРЕДОВИЩІ MATHCAD

Д.О. Андрусенко, студ. група АТ17

М.В. Красота, доц., канд. техн. наук

Р.А. Осін, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

Моделювання робочого процесу двигуна внутрішнього згорання (ДВЗ) є загальноновизнаним способом при розробці і доведенні конструктивних особливостей двигуна з метою отримання високих ефективних показників і виконання сучасних вимог щодо викидів шкідливих речовин (ШР) з відпрацьованими газами (ВГ) в атмосферу.

Важливими складовими частинами проектування ДВЗ служать процедури моделювання термодинамічного циклу ДВЗ, моделювання кінематики і динаміки кривошипно-шатунного механізму, газорозподільного механізму, моделювання системи упорскування палива та інших.

Застосування надійних методів розрахунку дозволяє істотно скоротити трудомісткі і дорогі експерименти, замінити їх дослідженнями на фізичних і математичних моделях з використанням методів комп’ютерної оптимізації, що в даний час є актуальним і виправданим.

Застосування математичних моделей при проектуванні ДВЗ дозволяє отримати значення параметрів робочих процесів, концентрації газових складових робочого тіла, а також оцінити їх тенденцію зміни в порожнинах двигуна за часом.

При цьому дані розрахунку дозволяють близько до реальних умов оцінити місцевий характер протікання процесів газообміну, сумішоутворення і згорання в ДВЗ, що є продуктивним інструментом для оптимізації конструктивних особливостей і визначення раціональних регульовальних параметрів двигуна.

Для виконання моделювання робочих процесів двигунів внутрішнього згорання доцільно використання програмного продукту MathCAD.

Mathcad - це інтегрована математична система, що дозволяє наочно вводити вихідні дані, проводити традиційний математичний опис вирішення задачі і отримувати результати обчислень як в аналітичному, так і в чисельному вигляді з використанням при необхідності їх графічного представлення.

Запис математичних виразів проводиться в традиційному вигляді із застосуванням загальноприйнятих знаків, таких як квадратний корінь, знак ділення у вигляді горизонтальної риски, знак інтеграла, диференціала, суми і т. д.

Нижче наведемо програму розрахунку температури згорання робочого циклу бензинового двигуна в системі Mathcad. В основу програми покладено приклад розрахунку такого циклу, наведений в [1]. Повна версія розрахунку робочого циклу двигуна, а також його кінематичних та динамічних параметрів наведена в [2].

Визначення параметрів процесу згорання

Знаходимо коефіцієнти процесу згорання для кожного режиму

На режимі холостого ходу: $\xi_{\text{хх}} := 0.821$ $\Delta H_{\text{u},1} := 119950 \cdot (1 - \alpha_1) \cdot L_0$ $\Delta H_{\text{u},1} = 1.178 \times 10^4$

На режимі максимального крутного моменту: $\xi_{\text{мк}} := 0.857$ $\Delta H_{\text{u},2} := 119950 \cdot (1 - \alpha_2) \cdot L_0$
 $\Delta H_{\text{u},2} = 4.34 \times 10^3$

На номінальному режимі: $\xi_{\text{н}} := 0.861$ $\Delta H_{\text{u},3} := 119950 \cdot (1 - \alpha_3) \cdot L_0$ $\Delta H_{\text{u},3} = 3.41 \times 10^3$

На режимі максимальної швидкості автомобіля: $\xi_{\text{ш}} := 0.86$ $\Delta H_{\text{u},4} := 119950 \cdot (1 - \alpha_4) \cdot L_0$
 $\Delta H_{\text{u},4} = 3.658 \times 10^3$

Рівняння теплоти згорання робочої суміші для при кожному режимі:

Для режиму холостого ходу ($n_{\text{min}} = 800$ об/хв): $H_{\text{роб.сум.1}} := \frac{H_{\text{u}} - \Delta H_{\text{u},1}}{M_{11} \cdot (1 + \gamma_{r1})}$
 $H_{\text{роб.сум.1}} = 7.075 \times 10^4$ кДж /кмоль роб.сум.

Для режиму максимального крутного моменту ($n_{\text{M}} = 1.835 \times 10^3$ об/хв): $H_{\text{роб.сум.2}} := \frac{H_{\text{u}} - \Delta H_{\text{u},2}}{M_{12} \cdot (1 + \gamma_{r2})}$
 $H_{\text{роб.сум.2}} = 7.671 \times 10^4$ кДж /кмоль роб.сум.

Для режиму номінальної потужності ($n_{\text{N}} = 3.67 \times 10^3$ об/хв): $H_{\text{роб.сум.3}} := \frac{H_{\text{u}} - \Delta H_{\text{u},3}}{M_{13} \cdot (1 + \gamma_{r3})}$
 $H_{\text{роб.сум.3}} = 7.665 \times 10^4$ кДж /кмоль роб.сум.

Для режиму максимальної швидкості автомобіля ($n_{\text{max}} = 4.037 \times 10^3$ об/хв): $H_{\text{роб.сум.4}} := \frac{H_{\text{u}} - \Delta H_{\text{u},4}}{M_{14} \cdot (1 + \gamma_{r4})}$
 $H_{\text{роб.сум.4}} = 7.615 \times 10^4$ кДж /кмоль роб.сум.

Обчислюємо коефіцієнт молекулярної зміни паливної суміші на кожному режимі:

При режимі холостого ходу ($n_{\text{min}} = 800$ об/хв): $\mu_{0,1} := \frac{M_{21}}{M_{11}}$ $\mu_{0,1} = 1.112$

При режимі максимального крутного моменту ($n_{\text{M}} = 1.835 \times 10^3$ об/хв): $\mu_{0,2} := \frac{M_{22}}{M_{12}}$ $\mu_{0,2} = 1.072$

При режимі номінальної потужності ($n_{\text{N}} = 3.67 \times 10^3$ об/хв): $\mu_{0,3} := \frac{M_{23}}{M_{13}}$ $\mu_{0,3} = 1.067$

При режимі максимальної швидкості автомобіля ($n_{\text{max}} = 4.037 \times 10^3$ об/хв): $\mu_{0,4} := \frac{M_{24}}{M_{14}}$
 $\mu_{0,4} = 1.068$

Обчислюємо коефіцієнт молекулярної зміни робочої суміші на кожному режимі:

Для режиму холостого ходу ($n_{\text{min}} = 800$ об/хв): $\mu_1 := \frac{\mu_{0,1} + \gamma_{r1}}{1 + \gamma_{r1}}$ $\mu_1 = 1.106$

Для режиму максимального крутного моменту ($n_{\text{M}} = 1.835 \times 10^3$ об/хв): $\mu_2 := \frac{\mu_{0,2} + \gamma_{r2}}{1 + \gamma_{r2}}$ $\mu_2 = 1.068$

Для режиму номінальної потужності ($n_{\text{N}} = 3.67 \times 10^3$ об/хв): $\mu_3 := \frac{\mu_{0,3} + \gamma_{r3}}{1 + \gamma_{r3}}$ $\mu_3 = 1.063$

Для режиму максимальної швидкості автомобіля ($n_{\text{max}} = 4.037 \times 10^3$ об/хв): $\mu_4 := \frac{\mu_{0,4} + \gamma_{r4}}{1 + \gamma_{r4}}$
 $\mu_4 = 1.064$

Температура в кінці процесу згорання при різних режимах роботи двигуна:

$$t_{z1} := 1 \quad t_{z2} := 1 \quad t_{z3} := 1 \quad t_{z4} := 1$$

Given

$$\xi_{z1} \cdot H_{\text{роб.сум.1}} + mC_{1V.1} \cdot t_{c1} = \mu_1 \cdot mC_{2V.1}(t_{z1}) \cdot t_{z1}$$

$$\xi_{z2} \cdot H_{\text{роб.сум.2}} + mC_{1V.2} \cdot t_{c2} = \mu_2 \cdot mC_{2V.2}(t_{z2}) \cdot t_{z2}$$

$$\xi_{z3} \cdot H_{\text{роб.сум.3}} + mC_{1V.3} \cdot t_{c3} = \mu_3 \cdot mC_{2V.3}(t_{z3}) \cdot t_{z3}$$

$$\xi_{z4} \cdot H_{\text{роб.сум.4}} + mC_{1V.4} \cdot t_{c4} = \mu_4 \cdot mC_{2V.4}(t_{z4}) \cdot t_{z4}$$

$$\begin{pmatrix} t_{z1} \\ t_{z2} \\ t_{z3} \\ t_{z4} \end{pmatrix} := \text{Find}(t_{z1}, t_{z2}, t_{z3}, t_{z4})$$

$$t_{z1} = 2.084 \times 10^3 \quad \text{C} \quad t_{z3} = 2.437 \times 10^3 \quad \text{C}$$

$$t_{z2} = 2.384 \times 10^3 \quad \text{C} \quad t_{z4} = 2.431 \times 10^3 \quad \text{C}$$

$$T_{z1} := t_{z1} + 273.15 \quad T_{z2} := t_{z2} + 273.15 \quad T_{z3} := t_{z3} + 273.15 \quad T_{z4} := t_{z4} + 273.15$$

$$T_{z1} = 2.357 \times 10^3 \quad \text{K} \quad T_{z2} = 2.657 \times 10^3 \quad \text{K} \quad T_{z3} = 2.71 \times 10^3 \quad \text{K} \quad T_{z4} = 2.704 \times 10^3 \quad \text{K}$$

Математичні моделі ДВЗ дозволяють досліджувати роботу кривошипно-шатунного механізму двигуна, його газорозподільної системи, розрахувати нерівномірність обертання валу, коливання силового агрегату на опорах і т.д. Всі розроблені моделі елементів ДВЗ являються параметризовані, що дозволяє конструктору двигуна за короткий термін розглянути різні варіанти його побудови і вибрати оптимальний варіант.

Змінюючи параметри моделей, можна, наприклад, знизити коливання двигуна і цим підвищити комфортність автомобіля, знизити витрату пального і т.д. [3].

При пошуку оптимального рішення, природно, слід враховувати обмеження на масу елементів і всього двигуна, на міцність елементів і геометрію деталей і т.д. Таким чином, параметричний синтез ДВЗ зводиться до задачі багатовимірної умовної, взагалі кажучи, багатокритеріальної оптимізації.

Список літератури

1. Дяченко В.Г., Саловський В.С., Кропівний В.М., Магопєць С.А., Мажейка О.Й., Кулєшков Ю.В., Красота М.В. Розрахунок автомобільних двигунів. Навчальний посібник до курсового проектування/За ред. к.т.н. Дяченко В.Г., к.т.н. Саловського В.С. – Кіровоград: КДТУ, 2003. – 266 с.: іл.
2. Магопєць С.О., Красота М.В., Бєвз О.В., Шєпєленко І.В., Матвієнко О.О., Аль Соодані Салем М. Муташаїр. Тепловий, кінематичний та динамічний розрахунок двигуна з використанням програми MathCAD Методичні вказівки до виконання курсового проекту з курсу „Автомобільні двигуни” для студентів напряму 6.070106 „Автомобільний транспорт”. Кіровоград: КНТУ, 2014.- 82 с (з додатками).
3. Ховах М.С., Маслов Г.С. Автомобильные двигатели. – М.: Машиностроение, 1971, 472 с.

УДК 725.826, 624.042, 624.014

ПРОЕКТУВАННЯ БАЛКИ НАСТИЛА БАЛОЧНОЇ КЛІТКИ ЗГІДНО EUROCODE 3

Б.В. Чікалов, ст. гр. БІ-18 М

О.С. Луцик, ст. гр. БІ-18 М

Г.Д. Портнов, доц., канд. техн. наук

Центральноукраїнський національний технічний університет

На сьогоднішній день в Україні вступили в силу 58 частин Єврокодів, розроблені три основних посібники з проектування по Єврокодам щодо сталевих, залізобетонних конструкцій і сейсмічного проектування.

Розрахунок по ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції» и Еврокоду 3 EN 1993-1-1 «Проектування сталевих конструкцій» має відмінності в розрахунку елементів, які згинаються /3/.

У зв'язку з цим виникає необхідність впровадження норм Єврокод 3 в курсове проектування металевих конструкцій в навчальному процесі.

Нами пропонується уточнення методики розрахунку прокатної балки настилу балочної клітки /4/ відповідно до вимог ДСТУ-НБ EN 1993 «Проектування сталевих конструкцій» /2/.

Пропонується наступний порядок розрахунку прокатної балки з шарнірним обпиранням і розкріплення верхнім поясом.

1 Розрахункова схема

Довжина балки L , крок балок настилу b .

Прийнято, що кожна балка закріплена шарнірно на обох опорах, а її верхній пояс повністю розкріплений з площини настилом.

2 Збір навантажень на балку

2.1 Постійні навантаження

На балку діють сумарні постійні розподілені по поверхні навантаження від власної ваги конструкцій настилу: $G_{k,j}$ - характеристичне значення постійного впливу.

2.2 Тимчасове корисне навантаження

Згідно з технічним завданням сумарне рівнорозподілене по поверхні навантаження: $G_{k,1}$ - характеристичне значення переважного основного змінного впливу.

3 Граничний стан за несучою здатністю (розрахунок за першим граничним станом)

При визначенні розрахункового сполучення навантажень («Постійна стабільна чи перехідна розрахункова ситуація», ДСТУ-НБ EN 1990, формули 6.10а, 6.10b) вибираємо менш сприятливий варіант:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10a);$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10b),$$

де

\sum - означає «сумарний вплив від»;

$G_{k,j}$ - характеристичне значення постійного впливу;

P - значення зусилля попереднього напруження;

$Q_{k,1}$ - характеристичне значення переважного основного змінного впливу;

$Q_{k,i}$ - характеристичне значення супутніх змінних впливів;

γ, ζ, ψ - частковий коефіцієнт надійності, коефіцієнт поєднання впливів і коефіцієнт зменшення несприятливої дії постійного навантаження.

При проектуванні конструктивних елементів без урахування геотехнічних впливів часткові коефіцієнти надійності для першої групи граничних станів приймаються згідно з національним додатком ДСТУ-НБ EN-1990 (таблиці НБ.2.3, НБ.2.4). В нашому випадку $\gamma_G = 1,35$; $\gamma_Q = 1,5$; $\xi = 0,85$; ($\psi = 1,0$, оскільки технологічне навантаження є єдиним змінним впливом на перекриття).

3.1 Визначається розрахункове навантаження на погонний метр кожної балки з урахуванням їхнього кроку F_d .

3.2 Визначаються максимальні розрахунковий згинальний момент і перерізуюча сила.

При шарнірному закріпленні і рівномірно розподіленим навантаженням максимальний згинальний розрахунковий момент щодо осі (у-у) виникає в середині прольоту і дорівнює:

$$M_{y,Ed} = \frac{F \cdot L^2}{8};$$

максимальна розрахункова поперечна сила виникає на опорі і дорівнює:

$$V_{Ed} = \frac{F \cdot L}{2}$$

(В єврокодах застосовуються умовні позначення символів відповідно до стандартів ISO. У випадках використання декількох нижніх підрядкових індексів використовується кома. Нижній підрядковий індекс «Ed» означає «розрахункове значення ефекту впливу», індекс «Rd» означає «розрахункове значення несучої здатності», індекс «pl» означає «властивості пластичності»).

4 Попередній підбір перерізу балки

4.1 Вибір матеріала.

Розділ ДСТУ-НБ EN 1993-1-1 включає в себе проектування металевих конструкцій, виготовлених із сталей марок від S235 до S460 відповідно до ДСТУ EN 10025, ДСТУ EN 10219. Вказаний діапазон охоплює марки сталі, найбільш часто використовувані при масовому будівництві будівель.

У таблиці 3.1 ДСТУ-НБ EN 1993-1-1 представлені номінальні значення міцності сталі.

Для будівель і споруд, що зводяться в нашій країні, при визначенні відповідного підкласу сталі і допустимої товщини використовується таблиця 2.1 ДСТУ-НБ EN 1993-1-1.

Розрахункові значення несучої здатності елементів конструкцій і їх вузлів визначаються виходячи з характеристичних значень міцності матеріалу і геометричних характеристик перерізів. Характеристичні значення властивостей матеріалу ділять на значення часткових коефіцієнтів надійності, наведених в ДСТУ-НБ EN 1993-1-1 в залежності від конкретних випадків (ДСТУ-НБ EN 1993-1-1 6.1). У нашому випадку показник «частковий коефіцієнт надійності для обчислення несучої здатності поперечного перерізу будь-якого класу» $\gamma_{MO} = 1.0$ (ДСТУ-НБ EN 1993-1-1 6.1)

4.2 Попередній вибір перерізу (етап 1)

При попередньо оціненій номінальній товщини елемента межа пластичності дорівнює f_y (таблиця 3.1 ДСТУ-НБ EN 1993-1-1).

Момент опору перерізу відносно головної осі (у-у), потрібний

$$W_{pl,y} = \frac{M_{y,Ed}}{f_y}$$

Згідно таблиць сортаменту прокатного профілю підбираємо балку.

4.3 Попередній вибір перерізу (етап 2)

Уточнюємо F_d з урахуванням власної ваги балки по п.3.1.

Повторюємо розрахунок п.4.2

5 Перевірка перерізу балки

5.1 Класифікація поперечного перерізу

При перевірочному розрахунку поперечний переріз кожного несучого елемента каркаса має бути класифікований залежно від рівня нормальних напружень, геометричних розмірів перерізу і фізико-механічних характеристик матеріалів.

Мета - визначення меж, при досягненні яких несуча здатність поперечного перерізу розраховується з урахуванням втрати місцевої стійкості. Согласно ДСТУ-НБ EN 1993-1-1 розрізняють чотири класи поперечних перерізів.

Класифікація поперечних перерізів залежить від співвідношення ширини до товщині ділянок перетину, розташованих в його стислій зоні. Різні стислі ділянки поперечного перерізу, наприклад, стінка або полку, можуть відноситися до різних класів. Поперечний переріз класифікується за найвищим класом його стислих частин.

При обчисленнях використовується ДСТУ-НБ EN 1993-1-1, таблиця 5.2. Дані, що відносяться до даної задачі, представлені в Таблицях 1 і 2. Наведено граничні співвідношення ширини до товщині стислих ділянок перетину для класів 1,2 і 3. Ділянки перерізу, які не відповідають класу 3, відносяться до класу 4. Для визначення класу перетину необхідно знайти коефіцієнт:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

5.2 Перевірка несучої здатності перерізу балки на зріз

Перевірка несучої здатності на зрушення полягає в перевірці основної умови (ДСТУ-НБ EN 1993-1-1 6.2.6 (3)):

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0$$

де $V_{c,Rd}$ - несуча здатність на зріз для відповідного класу поперечних перерізів по ДСТУ-НБ EN 1993-1-1 6.2.6 (3). Так, для I-го класу перерізу:

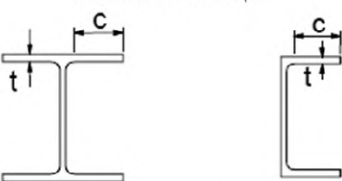
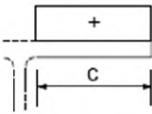
$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

5.3 Перевірка місцевої втрати стійкості стінки

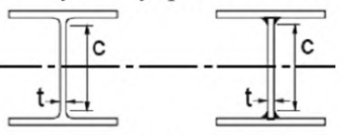
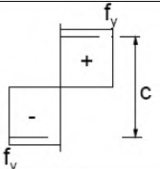
Місцеву стійкість при дії поперечних сил в стінці, не підкріплену ребрами жорсткості, можна не перевіряти при дотриманні наступного умови:

$$\frac{h_w}{t} \leq 72 \frac{\varepsilon}{n}$$

Таблиця 1. Максимальні відношення ширини до товщини для стиснутих частин полиці.

Звиси полиць	
	
Прокатні профілі	
Клас	Частина, що стискається
Розподіл напруження у частинах (стиск додатній)	
1	$c/t \leq 9\varepsilon$
2	$c/t \leq 10\varepsilon$
3	$c/t \leq 14\varepsilon$

Таблиця 2. Максимальні відношення ширини до товщини для стиснутих частин стінки

Стиснуті внутрішні частини	
	
Прокатні профілі	
Клас	Частина, що стискається
Розподіл напруження у частинах (стиск додатній)	
1	$c/t \leq 72\varepsilon$
2	$c/t \leq 83\varepsilon$

5.4 Перевірка несучої здатності на вигин

Перевірка несучої здатності на вигин полягає в перевірці нерівності:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0$$

Для поперечних перерізів 1-го класу:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{M0}}$$

Оскільки поперечна сила для прокатних елементів менше половини несучої здатності $V_{pl,Rd}$ в точці максимального згинального моменту, її впливом на загальну несучу здатність можна знехтувати.

Попередньо, для сталевих прокатних двотаврових перерізів, момент опору перерізу відносно осі (у-у) з урахуванням обмежених пластичних деформацій щодо осі:

$$W_{p1,y} = 1,12W_{e1,y}$$

6 Перевірка загальної стійкості

Оскільки розглянута балка має розкріплення стислої полиці по всій довжині, що забезпечується кріпленням настилу, то немає необхідності в перевірці втрати стійкості плоскої форми вигину (ДСТУ-НБ EN 1993-1-1 6.3.2.1 (2)).

7 Розрахунок по експлуатаційній придатності (по другому граничному стану)

Для балок визначальними критеріями придатності до нормальної експлуатації є прогини. По ДСТУ-НБ EN 1990 (таблиця НБ.2.6)

визначаються вертикальні граничні прогини по естетико-психологічним $\delta_{\text{lim}it1}$ і конструктивним $\delta_{\text{lim}it2}$ критеріям.

Перевірка полягає в перевірці нерівностей:

$$\delta \leq \delta_{\text{lim}it1};$$

$$\delta \leq \delta_{\text{lim}it2};$$

де

$$\delta \leq \frac{5}{384} \cdot \frac{F_{\text{nom}} \cdot L^3}{E \cdot I};$$

F_{nom} - сумарне навантаження на балку від номінальних (характеристичних) значень діючих навантажень з урахуванням власної ваги балки.

В результаті проведених розрахунків приймається переріз, що відповідає п.п.4;5;7.

Список літератури

1. ДСТУ-НБ В.1.2-13:2008 (EN 1990:2002, IDN. Настанова. Основи проектування конструкцій.- К. : Укрархбудінформ, 2009. - 81с.
2. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010. Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT).-К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 150с.
3. Белавина К.Э., Любич Е. А. Сравнение общих положений расчета стальных конструкций по Еврокоду 3 EN 1993-1-1 и СП 16.13330.2017. - «Молодой учёный» • № 21 (207) 2018 г.Казань с.22.
4. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни “Металеві конструкції” для студентів спеціальності 7.092101 “Промислове та цивільне будівництво” всіх форм навчання / Укл.: Г.Д.Портнов, В.М.Сідей – Кіровоград: КНТУ, 2007.-30 с.

УДК 336.717

ВИКОРИСТАННЯ ПРОГРАМНОГО КОМПЛЕКСУ SCAD ПРИ ПОБУДОВІ МОДЕЛІ БУДІВЛІ З МОНОЛІТНИМ ЗАЛІЗОБЕТОННИМ КАРКАСОМ

В.М. Негара, *магістр гр. БІ-18М*

А.В. Односум, *студент гр.БІ-16*

А.А. Тихий, *доцент*

Центральноукраїнський національний технічний університет

Розглянуто вплив умов експлуатації будівлі на напружено-деформований стан конструкцій. Проаналізовані рішення по застосуванню будівель з монолітним залізобетонним каркасом або із сталевим каркасом і монолітними залізобетонними перекриттями. Використано програмний комплекс Scad для побудови моделей по двох групах граничних станів.

Ключові слова: **граничний стан, сталезалізобетонне перекриття, напружено-деформований стан, прогин, переміщення.**

Конструкції будівель і споруд повинні надійно сприймати усі навантаження і дії і передавати їх на природну основу. Надійність і довговічність конструкцій, яка забезпечується в процесі зведення шляхом використання якісних матеріалів і дотримання технології робіт, в процесі експлуатації під впливом різних чинників може знизитися. Оскільки більшість чинників носять випадковий характер, надійність і довговічність будівельних конструкцій визначаються законами теорії вірогідності.

Вплив умов експлуатації (чинника часу, різних режимів вантаження, розвитку нерівномірних деформацій основи) на напружено-деформований стан (НДС) конструкцій і будівель в цілому пов'язаний з проблемами реконструкції. В цьому випадку необхідно встановити технічний стан конструкцій, обґрунтувати можливість продовження терміну їх експлуатації і прийняти рішення про можливість подальшої експлуатації або виконання робіт по підсиленню.

На базі ПВІ "ТОВ Агропроект" упродовж останніх років проводилися комплексні дослідження роботи бетону, залізобетону і сталезалізобетону. Були досліджені діаграми деформації бетону при однорідному і неоднорідному навантаженні, встановлений вплив на параметри діаграми стискання бетону і НДС залізобетонних конструкцій (ЗБК) короткочасно повторних і знакозмінних режимів навантаження, тривалої дії навантаження.

За результатами досліджень розроблені методи розрахунку ЗБК, ґрунтуються на використанні реальних діаграм деформації матеріалів. Дані методи дають можливість врахувати зміну жорсткості перерізів як при розрахунках окремих конструкцій, так і будівель та споруд в цілому.

Незважаючи на прийняття ДБН В. 2.6-160: 2010 [1], практичні методи розрахунку сталезалізобетонних конструкцій (СЗБК) при різних видах (короткочасна або тривала дія навантаження) і режимах (одноразові, повторні, знакозмінні) навантаження потребують подальшого розвитку. Методики розрахунку сталезалізобетонних конструкцій мостів приведені в ДБН В.2.3-14: 2006 [2]. Адаптація методів розрахунку СЗБК мостів до розрахунку елементів перекриттів вимагає спеціального обґрунтування.

Останніми роками знаходять широке застосування будівлі з монолітним залізобетонним каркасом або із сталевим каркасом і монолітними залізобетонними перекриттями. Розрахунок таких конструкцій слід виконувати методом скінченних елементів (МСЕ). Адекватна модель конструкції МСЕ повинна враховувати усі властивості конструктивних елементів, які входять до складу споруди.

Оскільки при виборі проектних рішень необхідно виконувати розрахунки по двох групах граничних станів, необхідно розробляти дві розрахункові моделі:

- спрощену - для визначення армування плити при проектуванні нових конструкцій або перевірки кількості існуючого армування (модель 1);
- ускладнену - практично адекватну існуючій конструкції, для визначення прогинів і переміщень (модель 2).

При розрахунках моделі 1 набувають граничних значень величини навантажень у відповідності вимогам [3]. В результаті розрахунку отримуємо параметри армування (при використанні розрахункового комплексу Scad).

Модель 2 використовується при розрахунках на характеристичні значення величин навантажень. В результаті розрахунку отримуємо чисельні значення величин деформацій конструкцій.

Розглянемо деякі результати розрахунку сталезалізобетонного перекриття будівлі торговельного комплексу "Foxtrot" м. Кропивницький. Будівля комплексу є триповерховою, прямокутною в плані багатопролітна в обох напрямках каркасна споруда. Крок колон в поздовжньому і поперечному напрямках 9 м, висота поверху - 5,25 м.

Каркас є просторовою рамною системою, що складається з жорстко зв'язаних між собою сталевих колон і ригелів. Ригелі розташовуються в двох напрямках (рис. 1, 2). Колони жорстко сполучаються з монолітними залізобетонними фундаментами.



Рисунок 1 - Загальний вигляд фрагмента сталезалізобетонного перекриття



Рисунок 2 - Спирання сталевих балок перекриття на колону

Просторова жорсткість каркаса забезпечується спільною роботою жорстко сполучених між собою елементів (колон і ригелів), горизонтальних дисків перекриттів і покриття.

Фрагмент перекриття розрахований з урахуванням спільної роботи сталевих ригелів, допоміжних балок і нерозрізної залізобетонної плити завтовшки 160 мм.

Для визначення НДС, армування плити і напруження в сталевих балках були розроблені модель 1 і модель 2. Результати розрахунку моделі 1 дозволили визначити армування плити. В результаті розрахунку моделі 2 отримані ізополі вертикальних переміщень ригелів і балок. Максимальне вертикальне переміщення плити склало 15,26 мм, а відповідно до п. 2а таблиці 1 ДСТУ Б В.1. 2-3: 2006 [4] граничний прогин плит перекриттів і покриттів, відкритих для огляду, при прольоті 6 м не повинен перевищувати $L/250=4500/200=22,5$ мм. Звідси слідує, що:

- розрахунок залізобетонної плити, що вільно спирається на систему сталевих балок, є досить складним завданням, точне рішення якого нині відсутнє;

- запропонована методика розрахунку плит, що вільно спираються на систему сталевих балок, ґрунтується на застосуванні МСЕ. Для розрахунку по граничних станах першої групи розробляється спрощена модель 1. Для розрахунку по граничних станах другої групи розробляється адекватна конструкції модель 2, яка враховує специфіку деформації бетону;

- методика використана при розрахунках конструкцій реальної будівлі. Застосування методики дозволило обґрунтовано підійти до вибору параметрів сталевих балок і армування плити.

Необхідність в проведенні обстеження конструкцій перекриття над першим поверхом у вбудованих нежитлових приміщеннях житлового будинку за адресою вул. Вокзальна, 66 в Фортечному р-ні м. Кропивницький в осях 21-25/АА-В виникла у зв'язку з необхідністю облаштування отворів для установки ліфтів і розміщення на перекритті торгівельного устаткування.

Будівля складається з двох, складних в плані, двоповерхових об'ємів, розділених деформаційним швом по осі 21. Будівля є складною конструктивною системою, виконаною в монолітному залізобетоні. Вертикальними несучими елементами є колони і діафрагми, які об'єднані між собою в єдину просторову систему плитами перекриття і покриття.

Просторова жорсткість і стійкість конструкцій каркаса будівлі забезпечується спільною роботою закладених у фундаменти колон, діафрагм, горизонтальних дисків перекриття і покриття, стінами.

В будівлі передбачається розмістити кафе та магазин квітів з характеристичним значенням величини корисного навантаження 5...8 кПа (500...800 кг/м²). В зв'язку з тим, що проектом спочатку не передбачалося розміщення вантажних ліфтів, в процесі переобладнання будівлі для обґрунтування можливості облаштування отворів було виконано обстеження конструкцій з розкриттям для визначення відповідності фактичного армування проектному, а також необхідні розрахунки конструкцій з урахуванням облаштування отворів. На підставі виконаних робіт по обстеженню, оцінці технічного стану і обґрунтуванню можливості облаштування отворів була розроблена робоча документація на облаштування отворів в перекритті над першим поверхом.

За результатами виконаного обстеження встановлено, що конструкції перекриття, колони і діафрагми в рівні першого поверху не мають дефектів і ушкоджень, які свідчили б про початок руйнування.

Визначення параметрів армування виконане руйнівним методом шляхом вирізки фрагментів плит в місцях облаштування отворів [5]. В ході виконання робіт було встановлено, що застосовані арматурні сітки в основному відповідають проекту. Діаметр робочих стержнів сіток відповідає проекту, розташування сіток в плані і додаткове армування в місцях стику з колонами в цілому також відповідало проекту. Розташування сіток в межах висоти плити виявилось таким, що не відповідає проекту (було встановлено зміщення сіток по висоті). Отримані дані були враховані при виконанні перевірочних розрахунків конструкцій перекриття над першим поверхом з урахуванням облаштування отворів.

Розрахункова схема була змодельована з урахуванням посилення металевими елементами, сполучні шпильки для елементів в осях 21-24/АА-А \varnothing 24 мм задані СЕ- 55 з жорсткістю для сталі 09Г2С, оскільки шпильки сприймають розтягування і зріз (рис. 3). Навантаження в розрахунковій схемі були задані за проектними даними (від ваги конструкцій) і відповідно до завдання замовника.

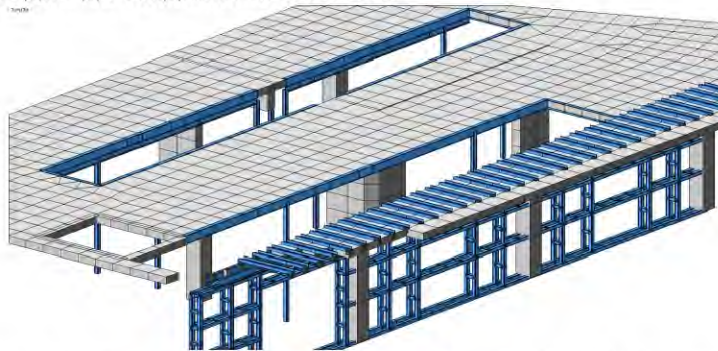


Рисунок 3- Фрагмент розрахункової схеми в осях 21-24 (3d зображення)

Була виконана перевірка достатності наявної арматури з урахуванням наявності отворів і металевих елементів посилення.

За результатами виконаного обстеження і розрахунків конструкцій був розроблений проект посилення конструкцій в місцях облаштування отворів, який був реалізований в натурі. На підставі проведеного обстеження і виконаних розрахунків зроблені наступні висновки.

Висновки

Аналіз наявної проектної документації і представлених креслень технічного завдання на переобладнання нежитлових приміщень під магазин та кафе свідчить, що в цілому будівля побудована за проектом. За результатами виконаного обстеження встановлено, що конструкції перекриття, колони і діафрагми в рівні першого поверху не мають дефектів і ушкоджень, які свідчили б про початок руйнування.

Визначення параметрів армування виконане руйнівним методом шляхом вирізки фрагментів плит в місцях облаштування отворів. В ході виконання робіт було встановлено, що застосовані арматурні вироби (сітки) в основному відповідають проекту.

Для визначення НДС, яке виникає у будівельних конструкціях перекриття над першим поверхом були вибрані програмні засоби, розроблена методика розрахунку і комп'ютерна модель. Розрахунки виконані з урахуванням наявності металевих елементів посилення конструкцій.

Характер деформації плити перекриття в місці передбачуваного розташування отворів визначений з урахуванням наявності підтримувальних сталевих конструкцій. Результати розрахунків свідчать, що деформації конструкцій перекриття не перевищують величин, обумовлених чинними нормативними документами.

Список літератури

1. Бамбура А.М. До аналітичного описання діаграми механічного стану бетону при одноразовому короткочасному деформуванні / А.М. Бамбура // Буд. конструкції: Міжвідом. наук.-техн. зб. / НДІБК. – К.: НДІБК, 2002. – Вип. 57. – С. 31–34.
2. ДБН В. 2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. К.: Мінбуд України, 2000.
4. Карпенко Н.И. Расчет стержневых железобетонных конструкций МКЭ с учетом уточненной матрицы жесткости / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, М.А. Сапожников // Изв. Вузов. Строительство и архитектура. – 1991. – № 3 – С. 7–11.
5. Макаренко Л.П. Практический способ определения модуля упругости и упругопластических характеристик бетона при сжатии / Л.П. Макаренко, Г.А. Фенько // Изв. Вузов. Стр-во и архитектура. – Новосибирск. – 1970. – № 10. – С. 141–147.

УДК 004.942: 528.422

ВИЗНАЧЕННЯ ВИСОТ ГЕОДЕЗИЧНИХ ЗНАКІВ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ПЛАНОВИХ ГЕОДЕЗИЧНИХ МЕРЕЖ ЗА ДОПОМОГОЮ ПРОГРАМИ GOOGLE EARTH PRO

А.В. Гасенко, канд.техн.наук, доцент,

Л.В. Гасенко, канд.техн.наук,

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

При відсутності прямої видимості між суміжними пунктами запроєктованої планової державної геодезичної мережі виникає необхідність побудови геодезичних знаків, які дозволяють підняти геодезичні прилади на необхідну висоту. Для цього вивчають профіль місцевості в створі між пунктами на основі топографічних карт масштабу 1:25000 – 1:10000. Із розвитком систем навігації та комп’ютерних програм наглядної візуалізації, вивчення рельєфу місцевості можливо за допомогою он-лайн програм, наприклад Google Earth Pro. На рисунку 1 показано робочий інтерфейс цієї програми.



Рисунок 1 – Загальний вигляд розрахункової схеми поперечної рами

Геодезичні знаки будують такої висоти, щоб візирні промені під час виконання кутових і лінійних вимірів проходили на заданій мінімальній висоті над перешкодою, не зачіпаючи її.

Після попереднього ознайомлення із профілем місцевості в створі між пунктами, висоти геодезичних знаків визначають двома наближеннями за допомогою простих алгебраїчних формул. Описану вище задачу також можна розв’язати інструментальним методом шляхом побудови найпростіших геометричних мереж, висотно-теодолітних ходів, тригонометричного чи барометричного нівелювання для встановлення відстані до перешкоди та її висоти.

Таким чином, використання комп’ютерної програми Google Earth Pro, дозволяє оперативну та наглядно виконати попереднє ознайомлення із рельєфом місцевості для оптимізації розташування створу сторони геодезичної мережі.

Список літератури

1. Савчук С.Г. Вища геодезія. – Житомир: ЖДТУ, 2005. – 315с.

УДК 624.012.35

ЧИСЕЛЬНЕ ТА АНАЛІТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПРИ КОСОМУ ЗГИНАННІ

К.І. Андрієць, студентка,

О.В. Гарькава, канд. техн. наук,

А.В. Гасенко, канд. техн. наук, доцент

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

Доволі часто зустрічаються елементи залізобетонних конструкцій, які зазнають косоного згинання, чим підтверджують необхідність більш детального вивчення умов їх роботи як з теоретичного, так і з практичного боку. З метою розширення можливостей розрахунку та врахування довільного випадку положення нейтральної лінії в перерізі таких елементів доцільно використовувати чисельні методи моделювання їх роботи [1].

Мета дослідження полягає у реалізації чисельного моделювання роботи залізобетонних балок в умовах косоного згинання та подальшому порівнянні його результатів з даними, отриманими при лабораторних випробуваннях та аналітичних розрахунках, а також формуванні висновків щодо можливості та доцільності такого моделювання для подальшого впровадження та широкого використання.

Були досліджені зразки залізобетонних балок завдовжки 3 м прямокутного профілю розміром перерізу 160x240 мм з важкого бетону з різною кількістю та розміщенням поздовжньої робочої арматури (табл. 1). В якості робочої арматури розтягнутої зони перерізу використовувалися стрижні класу А400С. Крім того, для отримання додаткових даних в розтягнутій та стиснутій зонах перерізу встановлювалася конструктивна арматура класу А240С. Стрижні з арматури класу А240С також використовувалися в якості поперечної на третирах прольоту біля опор, в зоні чистого навскісного згинання поперечна арматура була відсутня.

Таблиця 1 - Характеристики експериментальних зразків балок

Шифр зразка	Кут нахилу силової площини, β°	Характеристики бетону		Характеристики поздовжньої арматури					
		$f_{cm,prism}$, МПа	E_{cm} , МПа	Робоча арматура			Конструктивна арматура		
				Діаметр, клас	f_{yk} , МПа	E_s , МПа	Діаметр, клас	f_{yk} , МПа	E_s , МПа
БП-1-1	0	25	24734	1Ø25 А400С	379	200000	4Ø6 А240С	357	200000
БП-1-2	6,40	25	24734	1Ø25 А400С	379	200000	4Ø6 А240С	357	200000
БП-1-3	10	25	24734	1Ø25 А400С	379	200000	4Ø6 А240С	357	200000
БП-1-4	13,36	25	24734	1Ø25 А400С	379	200000	4Ø6 А240С	357	200000
БП-1-5	20	22	23576	1Ø25 А400С	379	200000	4Ø6 А240С	357	200000

Чисельне моделювання напружено-деформованого стану конструкцій виконано в системі NASTRAN. Використовувалася учбова демо-версія SDRС-FEMAP 8/1a S/N 000-00-00-DEMO-406F-00000000. Скінченно-елементна модель (рис. 1) досліджуваних конструкцій та наступний скінченно-елементний аналіз проводився за алгоритмом, наведеним на рисунку 2.

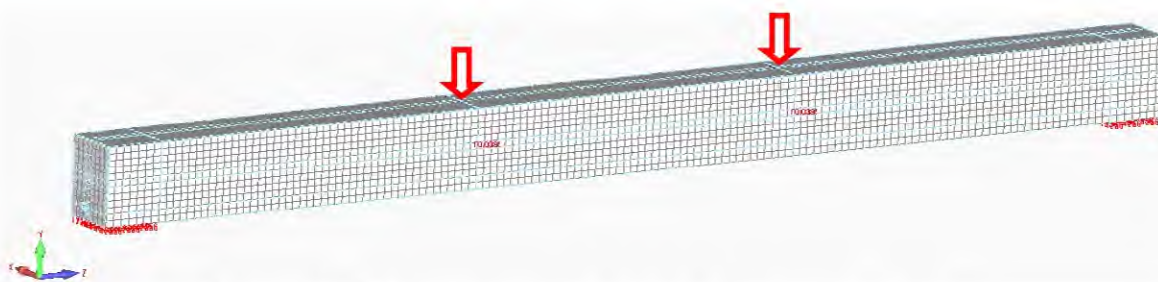


Рисунок 1 – Скінченно-елементна модель досліджуваних зразків

№ пункту	Назва дії
1	→ Розробка просторової геометрії конструкції
2	→ Задавання фізико-механічних характеристик матеріалів (початкових модулів пружності і коефіцієнту Пуассона, дійсних діаграм роботи)
3	→ Задавання властивостей матеріалів (лінійних, плоских чи просторових)
4	→ Вибір типу і розмірів скінченних елементів, їх оптимізація
5	→ Розбиття моделі на скінченні елементи, перевірка коректності моделі
6	→ Прикладання зовнішнього навантаження та граничних умов (див. рис. 1)
7	→ Вибір типу (лінійний чи нелінійний, розрахунок на міцність чи стійкість, статичний чи динамічний тощо) та проведення скінченно-елементного розрахунку; аналіз отриманих результатів

Рисунок 2 – Алгоритм створення скінченно-елементної моделі та проведення аналізу

Проведення чисельних розрахунків методом скінченних елементів з використанням ПЕОМ дозволило отримати графіки розподілу деформацій і напружень відносно головних осей на поверхні моделей, а також в арматурних стержнях та їх числові значення із вказуванням екстремумів. При цьому матеріали моделі – сталева арматура і бетон – задавалися окремо, як ізотропні. Значення фізико-механічних характеристик матеріалів (модуля пружності і коефіцієнта поперечних деформацій) та закону деформування $\sigma - \epsilon$ бралися згідно з діючими нормами з проектування залізобетонних конструкцій. Приймалося, що розподіл напружень в бетоні описується дробово-раціональною функцією.

Виконано детальний аналіз місць концентрації напружень. Положення нульової лінії та його зміна в процесі завантаження моделей зразків тотожні результатам експерименту, що свідчить про відповідність створеної моделі дійсній роботі косозігнутої балки.

Визначені за допомогою ПЕОМ значення максимальних напружень у матеріалах при експериментальному значенні руйнівного згинального моменту варіюються в наступних діапазонах: для бетону $\sigma_c = 23,8 - 25,2$ МПа, для робочої арматури $\sigma_y = 363 - 379$ МПа.

В ході досліджень використовувались також аналітичні методи розрахунку міцності косозігнутих залізобетонних конструкцій, розроблені в працях [2 – 3]. Результати розрахунків таких параметрів напружено-деформованого стану, як: x – висоти стиснутої зони бетону, θ – кута нахилу нейтральної лінії та M_B – руйнівного згинального моменту в площині дії зовнішнього навантаження, та їх експериментальні значення наведені в табличній формі (табл. 2).

Таблиця 2 -Порівняння результатів експерименту з результатами аналітичного розрахунку

Вихідні дані		Експериментальні дані			Розрахунок на ПЕОМ		
Шифр зразка	Кут нахилу силової площини β°	ϑ	x, мм	M_β , кНм	ϑ	x, мм	M_β , кНм
БП-1-1	0,00	-25,70	103,62	34,65	-24,68	16,85	35,05
БП-1-2	6,40	0,00	74,71	39,60	0,75	65,80	36,18
БП-1-3	10,00	13,83	80,59	39,15	15,46	88,83	36,18
БП-1-4	13,36	27,09	99,57	38,25	27,03	102,90	35,81
БП-1-5	20,00	46,21	113,09	30,15	47,63	120,82	30,20

У ході досліджень було виявлено, що чисельні методи розрахунку та моделювання на рівні з аналітичними розрахунками достатньо точно відображають стан деформування дослідних зразків. Тож цілком доцільно застосовувати скінченно-елементне моделювання роботи залізобетонних балок, що працюють на косий згин, для врахування особливостей вичерпання їх несучої здатності, а також аби простежити за зміною розташування нейтральної лінії під час завантаження, спланувати лабораторні випробування, мінімізувати кількість і розміри зразків для їх майбутнього дослідження та приділити особливу увагу місцям на зразках, які є найбільш напруженими.

Список літератури

1. Скінченно-елементний розрахунок позacentрово-стиснутих стержнів при проектуванні залізобетонних конструкцій інженерних споруд / А.В. Гасенко, І.А. Юрко, П.А. Юрко, Л.В. Гасенко // Мости та тунелі: теорія дослідження, практика : зб. наук. пр. ДНУЗТ імені академіка В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2018. – Вип. 13. – С. 4 – 11. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2018/151059>.
2. Павліков А.М. Розрахунок міцності на косе згинання залізобетонних елементів таврового профілю за спрощеною деформаційною моделлю / А.М. Павліков, О.В. Гарькава, Б.А. Бариліак, Ю.О. Приходько // Збірник наукових праць (ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди). – Рівне : НУВГП, 2018. – Вип. 36. – С. 151–157.
3. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції в умовах складного деформування та їх розрахунок: навчальний посібник / А.М. Павліков, О.В. Гарькава. – Полтава : ПолтНТУ, 2018. – 130 с.

УДК 725.826, 624.042, 624.014

ЗАСТОСУВАННЯ ПРОГРАМИ «КРИСТАЛ» ДЛЯ РОЗРАХУНКУ ПРОКАТНОЇ БАЛКИ ЗГІДНО EUROCODE 3

В.М. Негара, *ст. гр. БІ-19 М*

В.В. Тараненко, *ст. гр. БІ-19 М*

Г.Д. Портнов, *доц., канд. техн. наук*

Центральноукраїнський національний технічний університет

Програма «Кристал» призначена для виконання конструктивних розрахунків і перевірок елементів і з'єднань сталевих конструкцій на відповідність вимогам національних стандартів, в тому числі ДБН. Окрема гілка програми «Кристал - Eurocode 3» передбачає виконання перевірки елементів у відповідності до вимог Eurocode 3 // . Нас цікавила можливість «Кристал - Eurocode 3» при розрахунку другорядних балок робітничого майданчика.

Прийнята схема однопрогонової прокатної балки з розкріпленим сталевим настилом верхнім поясом і розміщеним на вантажній площадці пакетірованим вантажем /3/.

Згідно з нормами проектування ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції», основними залежностями розрахунку за методом граничних станів є:

- для першої групи граничних станів

$$\sum_{i>1} f(F_i) \cdot \psi \cdot \gamma_f \leq R_n \frac{\gamma_c}{\gamma_n \cdot \gamma_m}; \quad (1)$$

- для другої групи граничних станів

$$\delta \leq \delta_u \frac{1}{\gamma_n}, \quad (2)$$

де:

$f(F_i)$ - функція, яка відбиває зв'язок між навантаженням і викликаним ним напруженням;

R_n - нормативний опір матеріалу;

ψ - коефіцієнт об'єднання навантажень;

γ_f - коефіцієнт безпеки щодо навантажень;

γ_c - коефіцієнт умов роботи;

γ_m - коефіцієнт надійності за матеріалом;

γ_n - коефіцієнт надійності за відповідальністю;

δ - деформація елемента, зумовлена поєднанням навантажень;

δ - граничне значення деформації елемента.

В нашому випадку

$$\sum_1^3 f(F_i) \cdot \psi \cdot \gamma_f = (g_n \cdot \gamma_{f,cm} + g_{\delta} \cdot \gamma_{f,cm}) + \psi \cdot p \cdot \gamma_{f,sp}, \quad (3)$$

де:

g_n - навантаження на погонний метр балки від власної ваги сталевих настилу;

g_{δ} - навантаження на погонний метр балки від власної ваги сталеві балки;

$\gamma_{f,cm} = 1,05$ - коефіцієнт безпеки щодо навантаження сталевих конструкцій від власної ваги;

$\gamma_{f,sp} = 1,2$ - коефіцієнт безпеки щодо корисного навантаження;

$\psi = 1,0$ - коефіцієнт об'єднання довготривалих постійного і тимчасового навантажень;

p - тимчасове корисне навантаження на погонний метр балки.

$\gamma_c = 1,0$;

$\gamma_m = 1,025$;

$\gamma_n = (0,95 \dots 1,25)$ для споруд класом відповідальності (СС3 ... СС1).

З досвіду конструювання робітничих майданчиків прийемо співвідношення

$$m = \frac{g_u + g_b}{p} = (0,1 \dots 0,5) \quad (4)$$

Тоді з (1) (3) і (4) за ДСТУ отримуємо оцінку варіативності критерію:

$$R_n \geq \frac{[(0,1 \dots 0,5) \cdot 1,05 + 1,2] \cdot 1,025 \cdot (0,95 \dots 1,25)}{1,0} p = (1,27 \dots 2,06) p \quad (5)$$

Програмою «Кристалл – Eurocode 3 , Балки» пропонується визначення невідгнаних поєднань багатьох навантажень, що діють на згинальні елементи.

Комбінації навантажень визначаються з використанням спрощеного варіанту формули (3):

- для першої групи граничних станів обирається найгірший варіант розрахунку за формулами (6), (6а):

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \psi_m Q_{k,1} \leq R_n \frac{\gamma_c}{K_{FI} \cdot \gamma_{M0}} ; \quad (6)$$

за замовчуванням $\gamma_G = 1,35$ $\psi_m = 1,5$; $\gamma_{M0} = 1,0$; K_{FI} - еквівалент γ_n ,

за замовчуванням $K_{FI} = 1,0$,

чи

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \psi_a \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \leq R_n \frac{\gamma_c}{K_{FI} \cdot \gamma_{M0}} ; \quad (6a)$$

за замовчуванням $\psi_a = 1,35$;

для другої групи граничних станів обирається найгірший варіант розрахунку за формулами (7), (7а):

$$\sum G_{k,j} + \psi_m Q_{k,1} \leq \delta_u \frac{1}{K_{FI}} ; \quad (7)$$

за замовчуванням $\psi_m = 1,0$; $K_{FI} = 1,0$,

чи

$$\sum G_{k,j} + \psi_a \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \leq \delta_u \frac{1}{K_{FI}} ; \quad (7a)$$

за замовчуванням $\psi_a = 0,9$; $K_{FI} = 1,0$,

де -

$G_{k,j}$ - характеристичне значення постійного впливу;

$Q_{k,1}$ - характеристичне значення переважного основного змінного впливу;

$Q_{k,i}$ - характеристичне значення супутніх змінних впливів;

γ, ζ, ψ - частковий коефіцієнт надійності, коефіцієнт поєднання впливів і коефіцієнт зменшення несприятливої дії постійного навантаження.

Враховуючи припущення (4) оцінюємо варіативність критерію R_n при використанні значень коефіцієнтів за замовчуванням:

для (6):

$$R_n \geq \frac{[(0,1 \dots 0,5) \cdot 1,35 + 1,5] \cdot 1,0 \cdot (1,0)}{1,0} p = (1,635 \dots 2,175) p; \quad (8)$$

для (6а):

$$R_n \geq \frac{[(0,1 \dots 0,5) \cdot 1,35 + 1,35] \cdot 1,0 \cdot (1,0)}{1,0} p = (1,485 \dots 2,025) p. \quad (9)$$

Програма прийме найгірший варіант (8).

Тоді оцінка напруженого стану за ДБН (5) від оцінки за Єврокод-3 (8) відрізняється на 6 ... 17%.

Спробуємо відкоригувати результати. Деякі коефіцієнти приведені на сторінці «Национальный регламент использования» вікна «Настройка приложения» і можуть бути змінені користувачем.

Прийmemo в (6) $\gamma_G = 1,05$ $\psi_m = 1,2$; зміна значення $\gamma_{M0} = 1,0$ програмою не передбачається; K_{FI} напряму змінити не вдасться. Тому перемножуємо ці коефіцієнти на $K_{FI} = (0,95; 1,25)$, охоплюючи діапазон його змін.

Оцінка варіативності в цьому випадку:

$$R_n \geq \frac{[(0,1 \dots 0,5) \cdot 1,05 + 1,2] \cdot 1,0 \cdot (0,95 \dots 1,25)}{1,0} p = (1,24 \dots 2,01) p \quad (10)$$

на 2,5% відрізняється від результатів розрахунку за ДСТУ.

Суттєвим недоліком програми є неможливість використання різних значень часткових коефіцієнтів надійності і коефіцієнтів поєднання впливів при використанні різнорідних навантажень від власної ваги і декількох впливів.

Висновки.

Програма «Кристал – Eurocode 3» може бути застосована при розрахунку другорядної балки робітничого майданчика зі зміною значень часткових коефіцієнтів, запропонованих «за замовченням» з урахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю, однорідних навантажень від власної ваги та обмеженою кількістю впливів.

У випадку розрахункової схеми з декількома різнорідними впливами слід користуватися програмою «Кристал».

Список літератури

1. ДСТУ-НБ В.1.2-13:2008 (EN 1990:2002, IDN. Настанова. Основи проектування конструкцій.- К. : Укрархбудінформ, 2009. - 81с.
2. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010. Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT).-К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 150с.
3. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ЕВРОКОДОМ 3 и национальными приложениями Украины.-К.: Украинский Центр Стального Строительства, 2015.- 84с.

УДК 336.717

ВПРОВАДЖЕННЯ СУЧАСНИХ МЕТОДІВ БУДІВНИЦТВА З МЕТОЮ ПІДВИЩЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ БУДІВЕЛЬНО-МОНТАЖНИХ РОБІТ

В. В. Бондарєв, *магістрант гр. БІ-18-МЗ*

О. В. Лізунков, *канд. техн. наук, доцент*

Центральноукраїнський національний технічний університет

При будівництві промислових та житлових комплексів важливе значення має своєчасне зведення об'єктів, що складають інженерне обладнання території (мережі каналізації, водо-, тепло-, газоелектропостачання, транспортні шляхи, водостоки та т.і.).

Нормальна технологічна послідовність будівництва основних об'єктів комплексу забезпечується певним упередженням зведенням об'єктів інженерного обладнання та узгодженістю інтенсивності їх зведення з інтенсивністю зведення основних об'єктів комплексу.

Так, при проектуванні потокової забудови житлового масиву важливо правильно встановити наступні параметри потокового зведення об'єктів інженерного обладнання території: загальну інтенсивність групи потоків по об'єктам інженерного обладнання (I_i), період розвертання спеціалізованих потоків (t'), загальну тривалість потокового виконання робіт (T_i), загальний термін робіт по інженерному обладнанню території до початку робіт по зведенню основних об'єктів комплексу.

Тривалість комплексного будівельного потоку забудівлі житлового масиву визначається як сума ряду періодів:

$$T_k = O + \tau + T_c, \quad (1)$$

де O – упередження основного потоку будівництва іншими об'єктними потоками;

t' – тривалість технологічного циклу будівництва будинків;

T_o – період здавання будинків до експлуатації.

У даному випадку O (рисунок 1) це відрізок часу, що відводиться на виконання комплексу робіт по будівництву об'єктів інженерного обладнання території, які за вимогами нормальної технології та організації забудівлі житлового масиву повинні бути виконані на певній першопочатковій ділянці масиву до початку зведення основних об'єктів:

$$O = t' + t_0; \quad O = t' + \frac{P_{\partial il} \Theta}{I_u}, \quad (2)$$

де t' – період розвертання групи спеціалізованих потоків по зведенню об'єктів інженерного обладнання території;

$P_{\partial il}$ – першопочаткова ділянка масиву, на якому повинні бути виконані всі роботи по інженерному обладнанню території до початку зведення основних об'єктів;

I_u – інтенсивність потоку.

$$P_{\partial il} = 0,7B P'_{\partial} + 5000, \quad (3)$$

де B – число паралельних об'єктних потоків по зведенню житлових будинків;

P'_{∂} – середня величина будинку, m^2 житлової площі;

0,7 – коефіцієнт, що ураховує питому вагу внутрішньоквартальних інженерних мереж та доріг у загальному об'ємі їх будівництва на масиві;

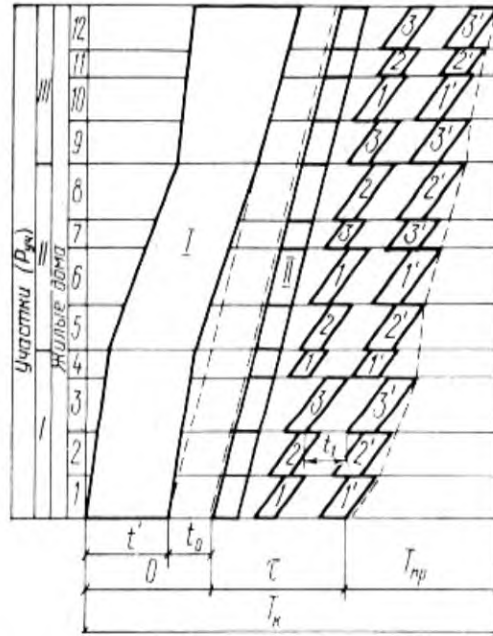
Θ – коефіцієнт, що ураховує нерівномірний розподіл об'ємів робіт по інженерному обладнанню території ($\Theta=1,3$).

Інтенсивність потоку може бути визначена за формулою:

$$I = B_1 I'_{\Delta} A_1, \quad (4)$$

де B_1 – число паралельних об’єктних потоків по зведенню підземної частини житлових будинків;

I'_{Δ} – мінімальна розрахункова інтенсивність потоку по зведенню підземної частини будинку (m^2 житлової площі за зміну);



A_1 – число змін роботи крану за добу на монтажі підземної частини будинку.

Рисунок 1 – Циклограма комплексного будівельного потоку забудівлі житлового масиву.

I'_{Δ} - це фактично напрацювання одного крану за зміну, m^2 житлової площі. Вона може бути встановлена діленням житлової площі будинку на тривалість роботи кранів у змінах до повної готовності підземної частини цього будинку. У таблиці 3.1 наведені усереднені значення I'_{Δ} для будинків різної кількості поверхів та секційності з фундаментами з крупних бетонних блоків, що монтуються автокраном вантажопідйомністю 5 т. Число паралельних потоків по зведенню підземної частини житлових будинків B_1 встановлюється у відповідності до загальноприйнятою інтенсивністю потоків по зведенню наземної частини будинків.

t^I залежить від площі першопочаткової ділянки забудівлі (m^2 житлової площі), середньої поверховості та загальної розрахункової інтенсивності потоків I_{II} . t^I може бути визначений за діаграмою. При цьому необхідно урахувувати, що I_{II} може бути менше, чим загальна мінімальна розрахункова інтенсивність групи спеціалізованих потоків по зведенню об’єктів інженерного обладнання території $I_{\Delta II}$. У цьому випадку для розрахунків замість I_{II} приймається $I_{\Delta II}$, що складає при середній поверховості будівництва:

- 2 поверхи – 260;
- 3 поверхи – 290;
- 4 поверхи – 325;
- 5 поверхів – 370;
- 6 поверхів – 500;
- 7 поверхів – 560;
- 8 поверхів – 600;
- 9 поверхів – 650 m^2 житлової площі за зміну.

Таблиця 1 – усереднені значення напруцювання крану за зміну.

Поверховість будинків	Житлова площа, м ² за зміну при числі секцій у будинку					
	1	2	3	4	5	6
2	114	114	120	122	124	125
3	156	156	159	168	171	172
4	192	192	204	208	212	214
5	240	240	250	260	261	263
6	282	282	296	300	307	310
7	329	329	343	350	354	357
8	360	360	379	384	394	397
9	420	420	432	439	444	457

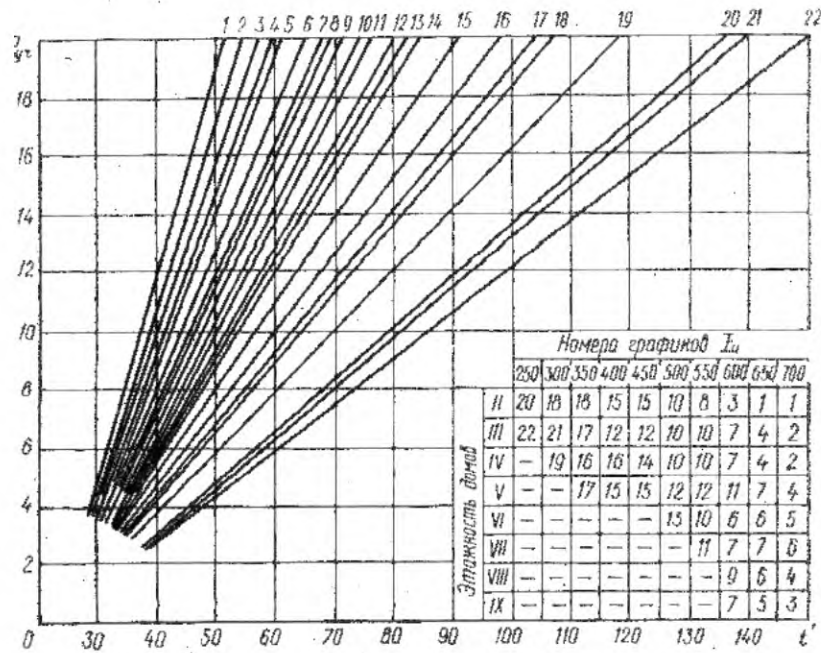


Рисунок 2 – Діаграма зміни періоду розвертання групи спеціалізованих потоків інженерного обладнання t' робочі дні, в залежності від площі першопочаткової ділянки P_{дл}, тис.м³ житлової площі території масиву при різній величині загальної інтенсивності та першопочаткової ділянки робіт.

Середня поверховість забудівлі масиву визначається:

$$a_1 \equiv \frac{\sum P_{жс} a}{P_M}, \tag{5}$$

- де P_{жс} – житлова площа будинків однакової поверховості, м²;
- m – число різновидів будинків за поверховістю;
- a – поверховість будинків;
- P_{жс} – житлова площа на масиві, м².

На основі встановлених $P_{\text{дiл}}$, a та I_u , за діаграмою можна визначити загальний період розвертання групи спеціалізованих потоків по зведенню об’єктів інженерного обладнання території (t').

Загальна тривалість робіт, робочі дні, по зведенню об’єктів інженерного обладнання території визначається:

$$T_u = t' + \frac{P_m}{I_u}.$$

Використання викладеної методики забезпечує правильно планувати терміни поточного виконання робіт по інженерному обладнанню території житлового масиву.

Список літератури

1. Справочник. Строительные краны/ В.П. Станевский, В.Г., В.Г. Моисеенко, Н.П.Колесник и др./ Под. ред. В.П. Станевского- К.: Будівельник,1989
2. Технологія будівельного виробництва: Підручник/В.К.Черненко, М.Г. Єрмоленко,Г.М. Батура та ін.; За ред. В.К. Черненка, М.Г. Єрмоленко.-К.: Вища шк.,2002.-430с.:іл.

УДК 336.717

ДО ПИТАННЯ ВИКОРИСТАННЯ ЛЕГКИХ БЕТОНІВ У БУДІВНИЦТВІ

І. Є. Васильєва, магістрант гр. БІ-18МЗ

О. В. Лізунков, канд. техн. наук, доцент

Центральноукраїнський національний технічний університет

Пінобетон створюється шляхом рівномірного розподілу бульбашок повітря по всій масі бетону. На відміну від газобетону пінобетон утворюється не за допомогою хімічних реакцій, а за допомогою механічного перемішування попередньо приготовленої піни з бетонною сумішшю.

Піна може готуватися або за допомогою піногенератора або в бароустановці.

Розглянемо основні характеристики пінобетону і порівняємо його з іншими матеріалами.

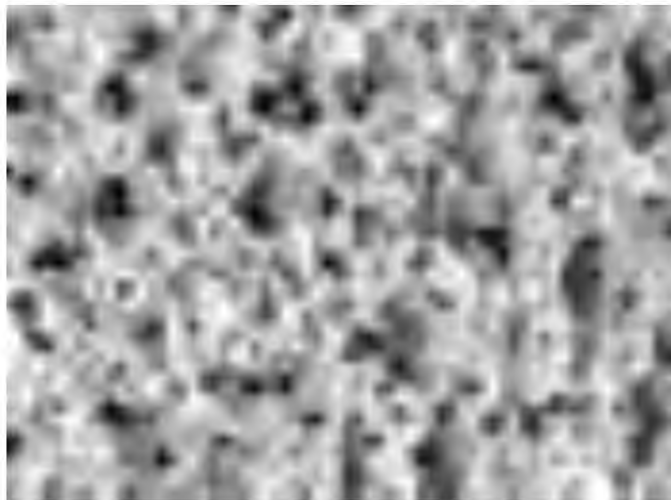


Рисунок 1 – Пінобетонний масив

Пінобетон як сучасний матеріал для будівництва має цілий ряд переваг.

Надійність. Пінобетон є майже нестаріючим і практично вічним матеріалом, не схильним до дії часу, не гниє, володіє міцністю каменя. Підвищена міцність на стиснення дозволяє використовувати при будівництві вироби з меншою об'ємною вагою, що ще більш збільшує термічний опір стіни.

Термічний опір. Завдяки високому термічному опору, будівлі з пінобетону здатні акумулювати тепло, що при експлуатації дозволяють знизити витрати на опалення на 20-30%.

Мікроклімат. Пінобетон запобігає значним втратам тепла взимку, не боїться вогкості, дозволяє уникнути занадто високих температур влітку і регулювати вологість повітря в кімнаті шляхом вбирання і віддачі вологи, тим самим сприяючи створенню сприятливого мікроклімату (Мікроклімат дерев'яного будинку).

Швидкість монтажу. Невелика щільність, а отже і легкість пінобетону, великі розміри блоків в порівнянні з цеглою дозволяють у декілька разів збільшити швидкість кладки. Легкий в обробці і обробці - прорізати канали і отвори під електропроводку, розетки труби. Простота кладки досягається високою точністю лінійних розмірів, допуск складає +/- 1мм.

Звукоізоляція. Пінобетон володіє високою здатністю до поглинання звуку. У будинках з пористого бетону забезпечуються діючі вимоги по звукоізоляції.

Екологічність. При експлуатації пінобетон не виділяє токсичних речовин і по своїй екологічності поступається тільки дереву. Для порівняння: коефіцієнт екологічності ніздрюватого бетону - 2; дерева - 1; цегли - 10; керамзитових блоків - 20.

Краса. Завдяки хорошій оброблюваності, можливо виготовити різноманітні форми кутів, арок, пірамід, що додасть Вашому будинку красу і архітектурну виразність.

Економічність. Висока геометрична точність розмірів виробів дозволяє здійснити кладку блоків на клей, уникнути «містків холоду» в стіні і значно зменшити товщину внутрішньої і зовнішньої штукатурки. Вага пінобетону менше від 10% до 87% в порівнянні зі стандартним важким бетоном. Значне зниження ваги приводить до значної економії на фундаментах.

Пожежобезпека. Вироби з пінобетону надійно захищають від розповсюдження пожежі і відповідають першому ступеню вогнестійкості, що підтверджено відповідними випробуваннями.

Таким чином, він добре підходить для застосування у вогнестійких конструкціях. При впливі інтенсивної теплоти, типу паяльної лампи, на поверхню бетону він не розщеплюється і не вибухає, як це має місце з важким бетоном. В результаті цього арматура захищена більш довгий час від нагрівання. Тести показують, що пінобетон товщиною 150 мм захищає від пожежі протягом 4 годин. На випробуваннях проведених в Австралії, зовнішня сторона панелі з пінобетону товщиною 150 мм була піддана нагріванню до 1200 С⁰

Транспортування. Сприятливе співвідношення ваги, об'єму і упаковки робить всі будівельні конструкції зручними для транспортування, і дозволяють повністю використовувати потужності як автомобільного, так і залізничного транспорту.

Перераховані переваги надають можливість використовувати пінобетон у тепло - і звукоізоляції дахів, підлог, утеплення труб, виготовлення збірних блоків і панелей перегородок в будівлях, а так само з пінобетону більш високої щільності поверхових перекриттів і фундаментів.

Основні властивості та характеристики пінобетонів наведені в таблиці 1.

Таблиця 1 - Властивості та характеристики пінобетонів

Вид пінобетону	Марка пінобетону за середньою щільністю	Пінобетон неавтоклавний	
		Клас міцності на стискання	Марка морозостійкості
Теплоізоляційний	D 400	B0,75	Не нормується
	D 500	B1	Не нормується
Конструкційно-теплоізоляційний	D 600	B2,5	От F15 до F35
	D 700	B3,5	От F15 до F50
	D800	B5	От F15 до F75
	D1000	B7,5	От F15 до F50
Конструкційний	D1100	B10	
	D1200	B12,5	

Бетони підрозділяють на класи: B0, 5, B1, 5, .., B60, які визначаються величиною гарантованої міцності на стискування.

При порівнянні пінобетону з іншими матеріалами треба враховувати, що:

1. він екологічно чистий, «дихає», негорючий.
2. легко виробляється як в стаціонарних умовах, так і на будівельному майданчику
3. виробляється з доступних в будь-якому регіоні компонентів
4. собівартість пінобетону невисока

Нижче наведено таблицю порівняння теплопровідність пінобетону та інших будівельних матеріалів. Необхідно врахувати, що пінобетонні блоки можна класти на клей, що зменшує містки холоду і відповідно тепловтрати.

Таблиця 2 – Порівняння теплопровідності пінобетону та інших матеріалів

Матеріал	Щільність, кг/м ³	Теплопровідність, Ккал/м ² г ⁰ С
Мармур	2700	2,9
Бетон	2400	1,3
Глиняна цегла	2000	0,8
Пінобетон	1200	0,38
Пінобетон	1000	0,23
Пінобетон	800	0,18
Пінобетон	600	0,14
Пінобетон	400	0,10
Пробка	100	0,03
Мінеральна вата	100	0,032
Пінополістирол	25	0,030
Пінополістирол	35	0,022

При виробництві важливим показником є середня міцність – марка, яка може бути М5 . М600 і вище. Приблизно перевести клас бетону в марку можна розділивши клас на 0,77 помноживши результат на 10 і округливши до 5 в останній цифрі. Наприклад В1 = М15. Розглянувши таблицю 1 бачимо, що для пінобетону марки 600 встановлений середній клас по міцності на стискування В2, тобто $(2/0,77)*10=26$. Таким чином виходить марка пінобетону М26. Враховуючи, що марка – це показник міцності, позначається "М" з цифровим значенням. Цифри показують, яке навантаження на 1 кв.см. може витримати виріб. Наприклад, марка 100 (М100) означає, що виріб гарантовано витримає навантаження в 100 кг на 1 кв.см. Таким чином визначаємо, що пінобетон щільністю 600 може витримати навантаження 26 кг на 1кв.см.

Морозостійкість бетону – це здатність зберігати свої властивості при багатократному змінному заморожуванні і відтаванні. Морозостійкість бетону характеризують відповідною маркою по морозостійкості F – мінімальне число циклів заморожування і відтавання зразків

Теплоізоляція (опір теплопередачі) стін з пінобетону і варіанти їх будівництва. Визначаються новими нормами по теплоізоляції стін, по яких, наприклад, мінімальна товщина цегляної стіни має бути близько 2 метрів. Природно, що будувати будинки з такими стінами економічно не вигідно. Цей матеріал повинен був забезпечувати хорошу теплоізоляцію, бути екологічно чистим і довговічним. Усім цим вимогам відповідає пінобетон, і з цієї причини попит на цей матеріал нині безперервно росте.

Важливим показником для будівельних матеріалів, враховуючи умови застосування є паропроникність шару матеріалу - здатність пропускати або затримувати водяну пару в результаті різниці парціального тиску водяної пари при однаковому атмосферному тиску на обох сторонах шару матеріалу, що характеризується величиною коефіцієнта паропроникності або опором проникності при впливі водяної пари. Одиниця виміру m -

розрахунковий коефіцієнт паропроникності матеріалу шару огорожувальної конструкції (мг/(м год Па)

Механічні властивості пінобетонного масиву залежать від густини матеріалу, яка регулюється дозуванням таких компонентів як пісок або трепел. В процесі дослідження встановлено значення коефіцієнтів теплопровідності та паро проникності для пінобетонів різної щільності. Результати досліджень наведені в таблиці 3.

Таблиця 3 – Результати дослідження пінобетонів

Вид пінобетону	Марка пінобетону за середньою щільністю	Коефіцієнт теплопровідності, Вт/(м · °С), не більш, бетону у сухому стані, виготовленого		Коефіцієнт паропроникності, мг/(м · ч · Па), не менш, бетону, виготовленого		Сорбційна вологість бетону, % не більш			
		на піску	на золі	на піску	на золі	при відносній вологості повітря 75 %		при відносній вологості повітря 97 %	
						Пінобетон, виготовлений			
						на піску	на золі	на піску	на золі
Теплоізоляційний	D300	0,08	0,08	0,26	0,23	8	12	12	18
	D400	0,10	0,09	0,23	0,20	8	12	12	18
	D500	0,12	0,10	0,20	0,18	8	12	12	18
Конструкційно — теплоізоляційний	D500	0,12	0,10	0,20	0,18	8	12	12	18
	D600	0,14	0,13	0,17	0,16	8	12	12	18
	D700	0,18	0,15	0,15	0,14	8	12	12	18
	D800	0,21	0,18	0,14	0,12	10	15	15	22
Конструкційний	D900	0,24	0,20	0,12	0,11	10	15	15	22
	D1000	0,29	0,23	0,11	0,10	10	15	15	22
	D1100	0,34	0,26	0,10	0,09	10	15	15	22
	D1200	0,38	0,29	0,10	0,08	10	15	15	22

Примітки:

1. Для бетону марки за середньою густиною D350 нормовані показники визначають інтерполяцією.

2. Відпускна вологість бетонів виробів та конструкцій не повинна перевищувати (по масі) 25% - на основі піску, 35% - на основі зол та інших відходів виробництва.

Ці дані застосовуються для розрахунку допустимої товщини стін за нормами теплопровідності і паропроникності.

В лабораторії «Кіровоградстандартметрологія» проведено дослідження експериментальних зразків пінобетону з метою встановлення граничних значень міцності на стискання в залежності від густини зразка з метою встановлення оптимального складу сумішей для виготовлення пінобетону.

Результати експериментальних досліджень наведено в таблиці 4

\

Таблиця 4 – Результати визначення границі міцності зразків пінобетону.

№ зразка	Водопоглинання зразка, W _M , % за масою	Густина зразка, ρ, кг/м ³ , (у природному стані)	Границя міцності на стиск, R, МПа
1	18,2%	642 (D700)	0,58 (B 0,35)
2	17,9%	617 (D600)	0,75 (B 0,50)
3			0,50 (B 0,35)
4	13,0%	742 (D 800)	0,36 (<B0,35)

Список літератури

1. Будівельне матеріалознавство на транспорті : підручник для вузів / О. М. Пшінько, А. В. Краснюк, В. В. Пунагін, О. В. Громова. -Д. : Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, 2010. - 624 с.
2. Горлов, Ю. П. Технология теплоизоляционных материалов : учебник для вузов / Ю. П. Горлов, А. П. Меркин, А. А. Устенко. - М : Стройиздат, 1980. - 399 с.
3. Кривенко, П. В. Будівельне матеріалознавство : підручник / П. В. Кривенко, К. К. Пушкарьова, В. Б. Барановський. - К. : ТОВ УВПК «ЕксОб», 2004. - 704 с.
4. Сухарев, М. Ф. Производство теплоизоляционных материалов / М. Ф. Сухарев, И. Л. Майзель, В. Г. Сандлер. - М. : Высшая школа, 1981. -231 с.
5. Теплоизоляционные материалы и конструкции : учебник / Ю. Л. Бобров, Е. Г. Овчаренко, Б. М. Шойхет, Е. Ю. Петухова. - М. : Инфра-М, 2003. - 265 с.
6. Щербак, А. С. Експлуатаційні та екологічні переваги теплоізоляції із застосуванням модифікованого піноскла / А. С. Щербак // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. - Д., 2010. - Вип. 32. - С. 141-142.
7. Schill, F. Penove sklo: vyroba a pouziti / F. Schil. -Praha : SNTL, 196

УДК 336.717

ПІДВИЩЕННЯ ЕНЕРГОЕФЕКТИВНОСТІ БУДІВЕЛЬ ЗА РАХУНОК ВИКОРИСТАННЯ УТЕПЛЮВАЧІВ НА ОСНОВІ ПРИРОДНИХ МАТЕРІАЛІВ

Є. В. Постолатій, *магістрант гр.. БІ-18МЗ*

О. В. Лізунков, *канд.техн.наук, доцент*

Центральноукраїнський національний технічний університет

У роботі розглянуто матеріали для проектування, технології застосування та принципові конструктивні рішення огорожувальних конструкцій зовнішніх стін, покриттів, горіщних перекриттів, цокольних конструкцій, підлог опалювального приватного будинку з різними варіантами теплоізоляції з використанням продукції Тепловер в якості теплоізоляційних і звукопоглинальних матеріалів.

Теплоізоляційні матеріали Тепловер - це модифіковані сухі будівельні суміші, створені на основі цементно-вапняних в'язучих. Суміші виробляються із додаванням неорганічних теплоізоляційних або декоративних наповнювачів.

Враховуючи технологію нанесення шару матеріалу на огорожуючи конструкцію, важливим надійність налипання матеріалу на вертикальні конструкції. Тому було виконано розрахунок на відрив теплоізоляційного шару Тепловер.

Розрахунок на відрив виконується за формулою:

$$W = Y_{fm} \cdot W_0 \cdot c, \quad (1)$$

де Y_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження визначається згідно ДБН В.1.2:2006 «Навантаження і впливи» п.9.14. При терміні експлуатації 100 років $Y_{fm} = 1,07$;

W_0 - характеристичне значення вітрового тиску згідно ДБН В.1.2:2006 «Навантаження і впливи» п.9.6. Для кліматичних умов м. Кропивницький $W_0 = 400 \text{ Па} = 0,4 \text{ кПа}$
 $W_0 = 40 \text{ кгс/м}^2$;

c – коефіцієнт визначається згідно ДБН В.1.2:2006 «Навантаження і впливи» п.9.7 за формулою:

$$c = c_{aer} \cdot c_h \cdot c_{alt} \cdot c_{rel} \cdot c_{dir} \cdot c_d, \quad (2)$$

де: c_{aer} - аеродинамічний коефіцієнт, що визначається за ДБН В.1.2:2006 «Навантаження і впливи» п.9.8., $c = 0,6$;

c_h - коефіцієнт висоти споруди, що визначається за ДБН В.1.2:2006 «Навантаження і впливи» п. 9.9. $c_h = 2,75$;

c_{alt} - коефіцієнт географічної висоти, що визначається за ДБН В.1.2:2006 «Навантаження і впливи» п. 9.10. При висоті території $<0,5 \text{ км}$
 $c_{alt} = 1$;

c_{rel} - коефіцієнт рельєфу, що визначається за ДБН В.1.2:2006 «Навантаження і впливи» п. 9.11. Для умов рівнинної місцевості
 $c_{rel} = 1$;

c_{dir} - коефіцієнт напрямку, що визначається за ДБН В.1.2:2006 «Навантаження і впливи» п.9.12. $c_{dir} = 1$;

c_d - коефіцієнт динамічності, що визначається за ДБН В.1.2:2006

«Навантаження і впливи» п.9.13. $c_d = 0,95$.

$$c = 0,6 \cdot 2,75 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,95 = 1,5675$$

Підставляючи значення складових у формулу (1) отримуємо:

$$W = 1,07 \cdot 40 \cdot 1,5675 = 67,1 \text{ кгс/м}^2 = 67,1 \cdot 10^4 \text{ кгс/м}^2$$

Згідно результатів випробувань штукатурки Тепловер Light на відрив, міцність зчеплення при руйнуванні по штукатурці складає $0,464 \text{ кгс/см}^2$, а по набриску Тепловер Набриск - $0,544 \text{ кгс/см}^2$, що значно перевищує зусилля від вітрового впливу (відсосу), який викликає зусилля відриву від стіни нанесеного розчину штукатурки Тепловер Light.

Таким чином, при дотриманні встановленої технології нанесення теплоізоляційного шару, його відрив неможливий.

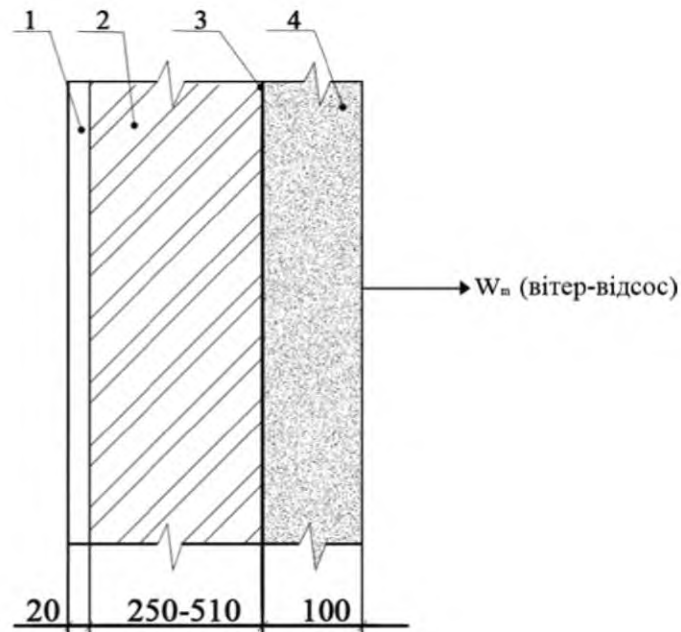


Рисунок 1 – Розріз по стіні з утепленням штукатуркою тепловер Light
1 – штукатурка; 2 – зовнішня стіна; 3 – Тепловер Набриск;
4 – штукатуркою Тепловер Light.

Перевірка на зрізання стовпа розчину штукатурки Тепловер Light висотою 73,5 м, шириною 1 м і товщиною 0,1 м нанесеного на матеріал стіни по технології НВП «Укрвермікуліт» «Тепловер. Теплоізоляція для стін та підлоги.

$$Q \leq (R_{lq} + 0,8 \cdot n \cdot \mu \cdot \delta_0) \cdot A, \quad (3)$$

де Q - розрахункова величина опору зрізанню;

R_{lq} - розрахунковий опір зрізу. Згідно СНП 11-22-81 «Кам'яні і армокам'яні конструкції», $R_{lq} = 0,2 \text{ кгс/см}^2$;

n - коефіцієнт, який для кладки з повнотілої цегли приймається рівним 1; для кладки з пустотілої цегли - 0,5; для даного випадку - 0,25;

μ - коефіцієнт тертя по шву склеювання. $\mu = 0,7$;

δ_0 - середнє напруження стискання при найменшому граничному (розрахунковому) навантаженні;

A - розрахункова площа перерізу. Для даного випадку $73 \times 1 = 73 \text{ м}^2$. Підставляючи значення складових у формулу (3.9) отримуємо:

$$Q \leq (0,2 + 0,8 \cdot 0,25 \cdot 0,7 \cdot 2,92) \cdot 73000 = 438580 \text{ кгс}$$

$$Q_I = 73 \cdot 1 \cdot 0,1 \cdot 400 \cdot 1,3 = 3796 \text{ кгс.}$$

де Q_I – фактичне зусилля, що зрізає.

Таким чином, навантаження від власної ваги стовпа розчину штукатурки Тепловер Light розміром 73,5x1,0x0,1 м значно менше його опору на зрізання.

Розрахункові теплофізичні характеристики виробів на основі перліту та вермікуліту виробництва НВП «Укрвермікуліт» визначені на підставі випробувань проведених відділом будівельної фізики та ресурсозбереження ДП НДІБК, ДП НДІБМВ.

Термін ефективної експлуатації теплоізоляційної штукатурки Тепловер марок Standart, Light, Lime Standart, Premium, Шпаклівка, Стяжка та Мурування складає не менше 25 років (Протокол кваліфікаційних випробувань №88к/12 відділу будівельної фізики та ресурсозбереження ДП НДІБК).

Проведені дослідження дозволили розробити конструктивні рішення зовнішніх стін будинку.

Зовнішні стіни при новому будівництві можуть бути несучими або самонесучими і є багатошаровими конструкціями, що складаються з несучої частини стіни та фасадної теплоізоляції.

Несуча стіна виконана з силікатної або керамічної цегли.

Нанесення фасадної теплоізоляції здійснюється після завершення зведення та перевірки якості несучої частини зовнішніх стін на всьому об’єкті, де наноситься фасадна теплоізоляція.

Не допускається суміщати нанесення фасадної теплоізоляції на одній вертикальній ділянці з монтажем конструкцій несучої частини.

Штукатурні роботи з улаштування фасадної теплоізоляції здійснюються згідно з проектом та відповідно до вимог ДБН В.2.6- 33:2008, ДБН В.2.6-22-2001, ДСТУ Б В.2.6-34:2008, ДСТУ Б В.2.6- 35:2008, ДСТУ Б В.2.6-36:20008, . Штукатурна розчинова суміш Тепловер Light наноситься кількома шарами за допомогою звичайних штукатурних інструментів. Товщина одного шару - не більше 30 мм. Після видалення маяків місця їх розташувань також повинні бути заповнені штукатурною сумішшю Тепловер Light. Нанесення кожного наступного шару не раніше, ніж через 4 години після нанесення попереднього. При низькій температурі повітря підвищеній вологості цей період часу зростає. При зміні консистенції розчинової суміші під час роботи з матеріалом достатньо перемішати розчинову суміш електроміксером без додавання води. Після висихання, як всередині, так і зовні приміщення, поверхня вирівнюється і армується за допомогою шпаклівки Тепловер Шпаклівка з лугостійкою склосіткою з розміром чарунки 5x5 мм або 8x8 мм

В зовнішніх стінах, що виконані колодязною кладкою з цегли, застосовується тепла ізоляція на основі спученого перліту та вермікуліту, що методом сухої засипки заповнює утворені порожнини. Кладка складається з двох поздовжніх стінок, товщиною у цеглину або пів цеглини кожна, розташованих одна від одної на відстані в залежності від товщини утеплювача і з’єднаних між собою через кожні 4 ряди цегли за допомогою коннекторів з антикорозійним захисним покриттям або зі скловолокнистих стрижнів.

Засипку спучених вермікуліту або перліту необхідно проводити з легким трамбуванням, беручи до уваги, що без ущільнення можлива усадка по об’єму цих теплоізоляційних матеріалів. До 5% - для вермікуліту і до 15% - для перліту.

В якості опоряджувальної цегли використовується цегла або камені керамічні лицьові або стандартні згідно з ДСТУ Б В.2.7-61-97, а також силікатна цегла згідно з ДСТУ Б В.2.7- 80-98.

Необхідна товщина утеплювача визначається за результатами теплотехнічних розрахунків згідно з ДБН В.2.6-31:2006 (зі зміною № 1) в залежності від температурної зони експлуатації будинку та матеріалу несучої стіни.

Матеріали теплової ізоляції та опоряджувального шару Тепловер відносяться до групи горючості НГ (негорючі). Згідно з класифікацією ДБН В.1.1-7 системи можуть застосовуватися для будинків з умовною висотою $H < 73,5$ м без обмежень.

Кладка опоряджувального шару з цегли виконується з обов'язковим заповненням горизонтальних і вертикальних швів та з їх розшиттям з фасадного боку.

Відстань між температурними швами у цегляному опорядженні приймається згідно з СНП 11-22-81* як для неопалюваних будівель.

В якості мурувального розчину при зведенні конструкцій зовнішніх стін з повнотілої або пустотілої цегли, блоків з газо- або пінобетону, блоків важкого бетону, а також інших будівельних матеріалів використовується теплоізоляційний мурувальний розчин Тепловер Мурування.

При влаштуванні теплоізоляції на основі утеплювача Тепловер для кожного конкретного випадку проектної конструкції зовнішніх стін необхідно проводити розрахунок вологісного режиму зовнішніх стінових огорожувальних конструкцій згідно з вимогами ДБН В.2.6-31:2006 (зі зміною № 1) взаємності від матеріалу та товщини внутрішньої несучої стіни та опоряджувальної цегли.

Проектування та влаштування суміщених покриттів необхідно здійснювати з урахуванням вимог ДБН В.2.6-14.

Розрізняють неексплуатовані, експлуатовані і спеціальні види покрівель суміщених покриттів.

В загальному випадку суміщене покриття включає наступні конструктивні шари:

- несучі елементи покриття (залізобетонні плити, металевий профільований настил);
- пароізоляція;
- стяжка для підлоги Тепловер Стяжка або теплоізоляційний розчин Тепловер Light;
- гідроізоляційний покрівельний килим;
- захисний шар.

В якості теплоізоляції в конструкціях традиційного суміщеного покриття використовується стяжка для підлоги Тепловер Стяжка або теплоізоляційний розчин Тепловер Light. Товщина шару теплоізоляції визначається за результатами теплотехнічних розрахунків згідно з ДБН В.2.6-31 в залежності від температурної зони експлуатації будинку, його призначення та поверховості.

Теплоізоляція влаштовується по поверхні пароізоляційного шару. В якості пароізоляції може використовуватися фарбувальна або прокладкова пароізоляція. Фарбувальна пароізоляція виконується шляхом пофарбування бітумно-каучуковою або каучуковою мастикою. Прокладкова пароізоляція виконується на основі поліетиленової плівки.

Стики несучих залізобетонних плит замоноличуються, поверхня нерівних плит вирівнюється шаром стяжки для підлоги Тепловер Стяжка. Поверхню до укладання пароізоляційного прокладкового шару, необхідно очистити від пилу, стружки і масла і висушити.

Слід передбачити приклеювання рулонних накладок і компенсаторів, які запобігають руйнуванню пароізоляційного шару над стиковим сполученням елементів покриття. В місцях примикання елементів покриття до стін, ліхтарів та інших конструкцій, що проходять через нього, пароізоляція повинна продовжуватись на висоту, рівну товщині теплоізоляційного шару; в місцях деформаційних швів пароізоляція повинна перекривати краї накладного компенсатора.

Поверх теплоізоляційного шару влаштовується гідроізоляційний покрівельний килим. Проектування покрівельних килимів необхідно здійснювати згідно з ДБН В.2.6-14 в ув'язці з основами, на які вони вкладаються, і захисними покриттями, які забезпечують надійність їх експлуатації. Нахил покрівлі не повинен перевищувати 10%.

Продукція Тепловер призначена для теплоізоляції огорожувальних конструкцій, підлог та перекриттів житлових, адміністративних та промислових будівель.

УДК 336.717

ДО ПИТАННЯ ВПЛИВУ ЗОВНІШНІХ ФАКТОРІВ НА ГАЗОБЕТОН В ПРОЦЕСІ ЕКСПЛУАТАЦІЇ БУДІВЛІ

І.Б. Чернявський, магістрант гр.. БІ-18МЗ

О.В. Лізунков, канд.техн.наук, доцент

Центральноукраїнський національний технічний університет

Зведення будівель з газобетону у сучасному будівництві є дуже популярним внаслідок багатьох факторів, у тому числі і енергоефективності даного будівельного матеріалу. Але, як правило розрахунок енергоефективності виконують без урахування змін цих показників з урахуванням зміни температурно-вологісних характеристик матеріалу.

Метою проведення дослідження є оцінка температурно-вологісного режиму роботи газобетону в конструкції зовнішніх стін з різними варіантами їх утеплення, аналіз теплофізичних характеристик газобетону у складі огорожувальної багатошарової конструкції при його експлуатації в умовах наближених до натурних.

Методика експерименту базується на визначенні стійкості конструкції із фасадною теплоізоляцією до кліматичних впливів, згідно ДСТУ Б В.2.6-36, з тією різницею, що циклічні кліматичні впливи на конструкцію не імітуються, а є природними умовами довкілля.

Після зведення макету будинку, заповнення технологічних отворів стін газобетоном, виготовлення дослідних фрагментів були проведені випробування з визначення початкового значення опору теплопередачі дослідного зразка згідно вимог ДСТУ Б В.2.6-101 (рис. 1).

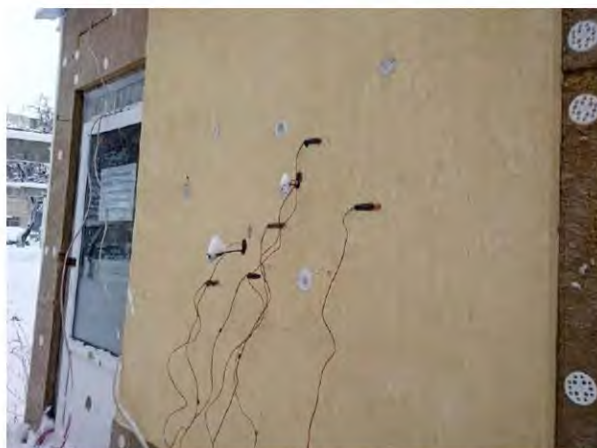


Рисунок 1 –Приклад розміщення датчиків теплового потоку та температури для випробування опору теплопередачі огорожувальних конструкцій будинку

Щомісяця відбирались проби газобетону дослідних фрагментів для визначення зміни поточної вологості шарів та будувався розподіл вологості по товщині кладки з газобетону. Проби матеріалів відбиралися за допомогою металевого шлямбуру (рис.2) через кожні 40 мм дослідної конструкції. Розміщалися у герметичні скляні бюкси, зважувалися і для визначення вологості проб за масою висувувалися з подальшим їх зважуванням.

Для зважування зразків використовувались ваги з точністю 0,001 г .



Рисунок 2 – Відбір проб матеріалу

Вологість бетону проби за масою W_m у відсотках визначали із похибкою до 0,1% за формулою згідно ДСТУ Б В.2.7-170:2008:

$$W = \frac{m_g - m_c}{m_c} \cdot 100\%$$

де m_g - маса проби бетону до сушіння, г:

m_c - маса проби бетону після сушіння, г.

Після року експлуатації будинку були проведені випробування з визначення значення опору теплопередачі дослідного зразка згідно ДСТУ Б В.2.6-101 та оцінка зміни цього показника.

У зимовий період щомісяця відбиралися проби газобетону для визначення зміни поточної вологості кладки та будувався розподіл вологості по товщині кладки з газобетону.

Розподіл вологи був рівномірний по всій стіні з газобетону. Вологість газобетону становила в середньому до 40% по масі.

В наступні місяці розподіл змінювався в сторону зменшення вологості внутрішніх шарів газобетону – вологість шару 0-40 мм від внутрішньої поверхні після місяця експлуатації була майже незмінною увесь період проведення експерименту і не перевищувала 6% для кожної з стін.

Розглянувши розподіл вологості в шарі 0-40 мм, можна зробити висновок про те, що в перший місяць експлуатації вологість даного шару знизилася з 30-40% в початковому стані до 3-5%. Далі зниження вмісту вологи відбувалось значно повільніше.

Для стіни з утеплювачем з пінополістиролу товщиною 50 мм вологість газобетону для шарів, починаючи з 120 мм від внутрішньої поверхні не опускається нижче 20 % за масою протягом усіх 18 місяців експлуатації. Шари ж, що є прилеглими до шару утеплювача мають вологість 25-35 % за масою протягом усього експерименту, що є абсолютно недопустимим для умов експлуатації газобетону.

Стіна з утеплювачем з пінополістиролу товщиною 100 мм має дещо кращу ситуацію, порівняно з стіною №1. Прилегли до утеплювача шари газобетону в кінці експерименту мали вологість не більше 25% за масою, однак ця вологість також є незадовільною при експлуатації даної стіни.

Стіна з утеплювачем з мінеральної вати товщиною 100мм характеризується тим, що при початковій вологості газобетону 35-40% жоден його шар в кінці експерименту не мав вологості за масою більше 15% .

Аналогічну картину розподілу вологості пошарово порівняно з стіною №3 має і стіна №4 з утеплювачем з мінеральної вати товщиною 50мм. Кінцева вологість її шарів газобетону не перевищувала 14-15% .

З досліджень видно, що середня вологість дослідного фрагменту №1 з утеплювачем з пінополістиролу товщиною 50 мм за період експлуатації знижується з значення 36-37% до значення 18,6% за масою, що є найгіршим результатом з усіх приведених у даному експерименті стін. При допустимому вмісті води в газобетоні 6% згідно ДСТУ Б В.2.6-189 отриманий в ході даного експерименту результат більше ніж в 3 рази перевищує норму.

Газобетонний шар дослідного фрагменту №2 з утеплювачем з пінополістиролу товщиною 100 мм в кінці експерименту має усереднену вологість за масою 14,9 % , що є краще за результат стіни №1, але в свою чергу також не задовольняє нормативним вимогам.

Що стосується дослідних фрагментів №3 та №4 з утеплювачем з мінеральної вати товщиною 100мм та 50 мм відповідно, то їх значення середньої вологості газобетону в кінці експерименту склали відповідно 8,8 % та 7,2 % , що є максимально надблизьким вмістом води до нормативного розрахункового вмісту води згідно норм ДСТУ Б В.2.6-189.

В таблиці 1 приведено результати випробувань вологості шарів утеплювача дослідних фрагментів конструкцій фасадної теплоізоляції на початку та наприкінці випробувань.

Встановлено, що вологість утеплювача знаходиться в межах допустимих значень, що встановлені ДБН В.2.6-31:2006 (таблиця 8 вказаного стандарту).

Таблиця 2.1 – Результати випробування вологості шарів утеплювача на початку та наприкінці випробувань

№ стіни, утеплювач	Середня вологість на початку випробувань, за масою, %	Середня вологість на кінець випробувань, за масою, %
Стіна №1, пінополістирол 50 мм	0,55	0,87
Стіна №2, пінополістирол 100 мм	0,70	1,00
Стіна №3, мінеральна вата 100 мм	0,18	0,18
Стіна №4, мінеральна вата 50 мм	0,65	0,47

Таким чином, тепловологісний стан конструкцій фасадної теплоізоляції з основою з блоків із газобетону та утеплювачем із пінополістиролу товщиною 50 мм має тенденцію до погіршення експлуатаційних характеристик і отримані експериментальні дані свідчать про низьку теплову надійність цього конструктивного рішення.

Початкові значення приведеного опору теплопередачі дослідних конструкцій стін фасадної теплоізоляції з основою з газобетону є суттєво нижчими від розрахункових проектних характеристик внаслідок високої початкової вологості газобетону – різниця між значеннями опору теплопередачі стін на початку досліджень від встановлених значень через рік експлуатації знаходилося в межах 60- 80%.

Проектування конструкцій зовнішніх стін з фасадною теплоізоляцією з несучою стіною з газобетону необхідно здійснювати з урахуванням зміни їх теплофізичних показників у часі. Теплова надійність таких конструктивних рішень залежить від матеріалу шару утеплювача, який в свою чергу впливає на динаміку зміни тепловологісного стану основи стіни.

УДК 681.5

ВИКОРИСТАННЯ МОВИ ПРОГРАМУВАННЯ R ДЛЯ МОДЕЛЮВАННЯ БАГАТОВИМІРНИХ СИСТЕМ КЕРУВАННЯ

Є.В. Важничий, студент гр. 102-ТН

К.Ю. Соловчук, асистент кафедри ВПМ

Полтавський національний технічний університет

R – мова програмування і програмне середовище для статистичних обчислень, аналізу та зображення даних в графічному вигляді [1]. R названа за першою літерою імен її засновників Роса Іхаки (Ross Ihaka) та Роберта Джентлмена (Robert Gentleman) працівників Оклендського Університету в Новій Зеландії. Це програмне середовище поширюється безкоштовно за ліцензією GNU General Public License [2] у вигляді вільнодоступного вихідного коду або відкомпільованих бінарних версій для більшості операційних систем: Linux, FreeBSD, Microsoft Windows, Mac OS X, Solaris. R використовує текстовий інтерфейс, однак існують різні графічні інтерфейси користувача .

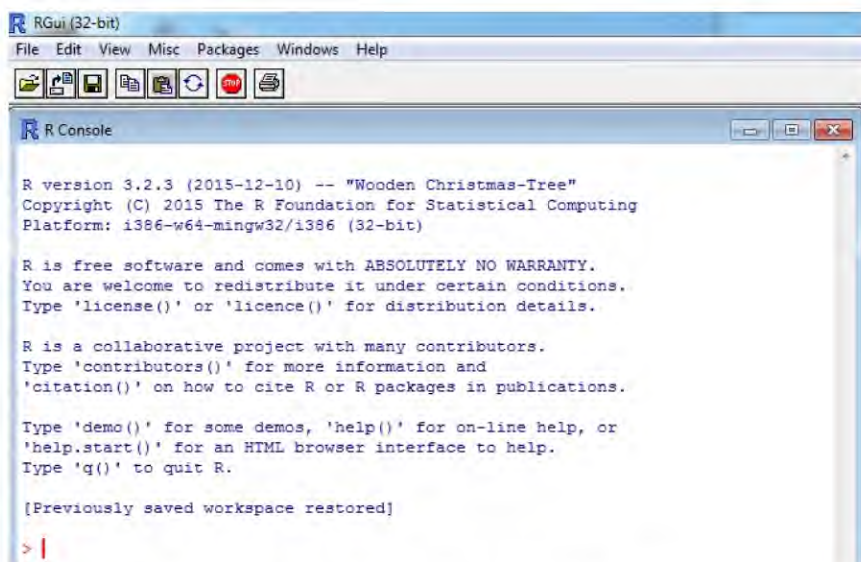


Рисунок 1 – Програмне середовище R

R має значні можливості для здійснення статистичних аналізів, включаючи лінійну і нелінійну регресію, класичні статистичні тести, аналіз часових рядів (серій), кластерний аналіз і багато іншого. R легко розбудовується завдяки використанню додаткових функцій і пакетів доступних на сайті Comprehensive R ArchiveNetwork (CRAN). Більша частина стандартних функцій R, написана мовою R, однак існує можливість підключати код написаний C, C++, або Фортраном. Також за допомогою програмного коду на C або Java [2] можна безпосередньо маніпулювати R об'єктами.

Зазвичай моделі технологічних процесів, що супроводжуються теплопередачею, масообміном та хімічними реакціями, описуються нелінійними диференціальними рівняннями в частинних похідних [3, с. 18] як

$$\frac{\partial x}{\partial t} = \varphi(x, u, \nabla x, \nabla^2 x, \dots). \quad (1)$$

Рівняння (1), в якому в дуже загальній формі відображена та особливість цього класу технологічних процесів, що стан x та керування u залежать не тільки від часу t , але й від деякої просторової координати, характеризують поведінку процесів з розподіленими параметрами.

Відомо [3, п. 1.3], що існують, щонайменш, два шляхи побудови математичних моделей неперервних технологічних процесів виробництва однорідної продукції, включаючи загальні моделі типу (1). Основу першого шляху складають фундаментальні закони фізики і хімії (закони збереження речовини, енергії тощо), що дозволяють описати динаміку таких об'єктів як хімічних реакторів, ректифікаційних колон, нагрівальних печей та інших апаратів, які експлуатуються в хімічній та нафтохімічній промисловості, спираючись на рівняння матеріального й теплового балансів, кінетичні закономірності протікання процесів, гідродинамічні умови та ін. [4, п. 5]; при цьому згідно з [5, гл. 1, п. 5] основою математичного опису хіміко-технологічних процесів слугують саме рівняння, що описують гідродинаміку потоків рідин і газів у апаратах, де відбуваються такі процеси.

В основу другого шляху побудови математичних моделей неперервних багатовимірних технологічних процесів покладають використання експериментальних даних, отриманих протягом певного часу спостереження за змінами вихідних величин y , керувальних дій u та контрольованих збурень v у дискретні моменти часу. Саме цим шляхом переважно йдуть на практиці, орієнтуючись на можливість використання таких моделей для автоматичного керування технологічними процесами на базі засобів цифрової обчислювальної техніки [6].

Специфічна особливість математичної моделі, на основі якої передбачається керування неперервним технологічним процесом у складі цифрової автоматичної системи,

полягає у врахуванні ефектів часового квантування змінних стану x та вихідних величин y , що фізично залишаються неперервними сигналами (рис. 2), а також формування керувальних дій u у дискретний момент часу $t = nT_0$ ($n = 1, 2, \dots$), де T_0 – період квантування (інтервал квантування у часі) [6, гл. 3].

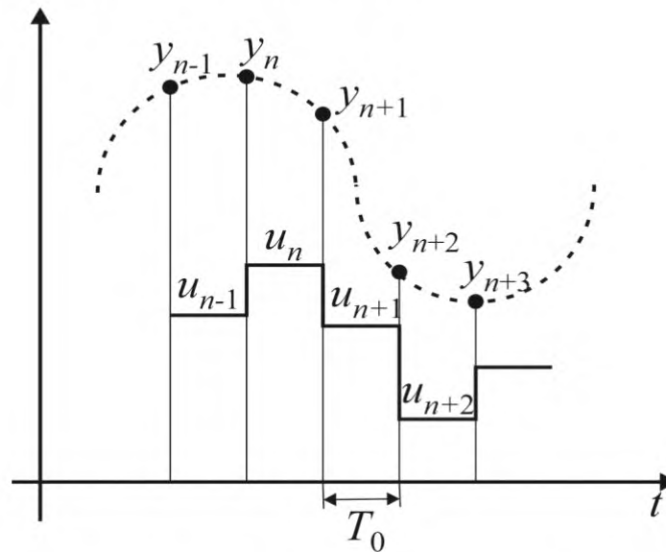


Рисунок 2 –Процес дискретизації

Перехід до моделі процесів у дискретній формі може здійснюватися з використанням як стандартних прийомів (для лінійних моделей), так і новітніх прийомів, описаних в недавно опублікованій книзі [7] (для нелінійних моделей).

Моделювання системи керування об'єктом (1) на мові програмування R представлено на рисунку 3 та 4.

```

RGui (32-bit)
File Edit View Misc Packages Windows Help

R Console
> B<-matrix(c(1.2,0.1, -0.6,0.9, 0.6, 2.1), nrow=3, byrow=TRUE);
> B;
      [,1] [,2]
[1,]  1.2  0.1
[2,] -0.6  0.9
[3,]  0.6  2.1
>
> Bs<-matrix(c(0.2, 2.4, 0.8, 0.4, 1.1, 0.5), nrow=3, byrow=TRUE);
> Bs;
      [,1] [,2]
[1,]  0.2  2.4
[2,]  0.8  0.4
[3,]  1.1  0.5
> Bs<-B;
>
> A<-matrix(c(1.2,0.15,0.15, -0.2,-1.1,0.2, -0.2,0.1,1.2), nrow=3, byrow=TRUE);
> eigen(A);
$values
[1]  1.198684+0.184256i  1.198684-0.184256i -1.097367+0.000000i

$vectors
      [,1]      [,2]      [,3]
[1,]  0.03777222-0.66044804i  0.03777222+0.66044804i  0.06190395+0i
[2,]  0.06573518+0.05219401i  0.06573518-0.05219401i -0.99688928+0i
[3,]  0.74520891+0.00000000i  0.74520891+0.00000000i  0.04878180+0i

```

Рисунок 3–Процес введення даних в середовищі R

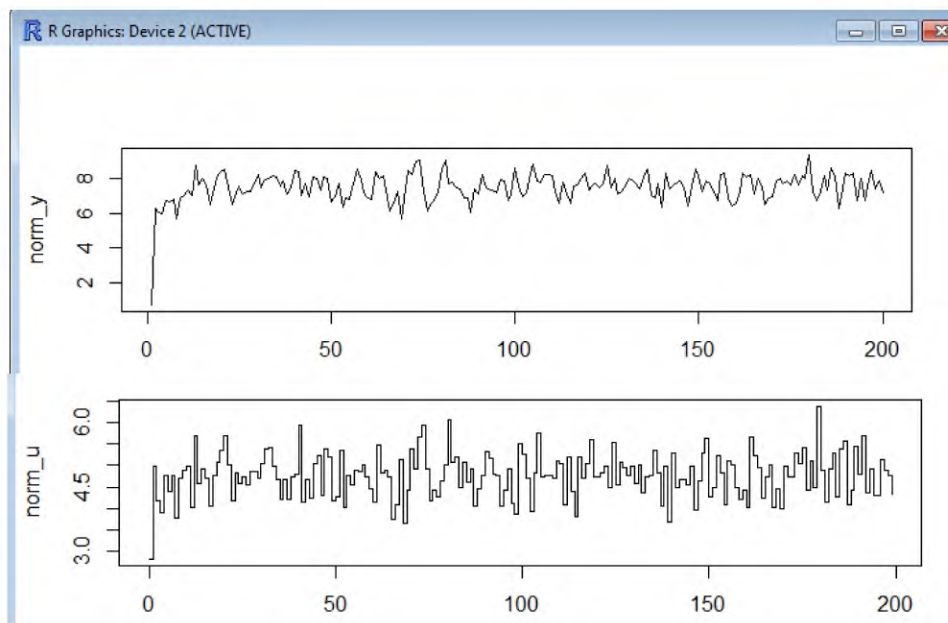


Рисунок 4–Графічні можливості середовища R

Графічна оболонка RGui разом з командною оболонкою (терміналом) R Console входять до базового пакету R у версії для Windows. Можливості R значно розширюються додатковими пакетами (бібліотеками). Пакети розробляються безпосередньо користувачами R. Існує понад 4500 пакетів, доступних на сайті Comprehensive R ArchiveNetwork (CRAN), Omegahat, Bioconductor, R-Forge.

На сторінці «TaskView» веб-сайту CRAN розміщено список напрямків (Фінанси, Генетика, Хеміометрія і Математична Фізика, Навколишнє середовище, Суспільні науки) в яких використовується R і для яких доступні пакети на сайті.

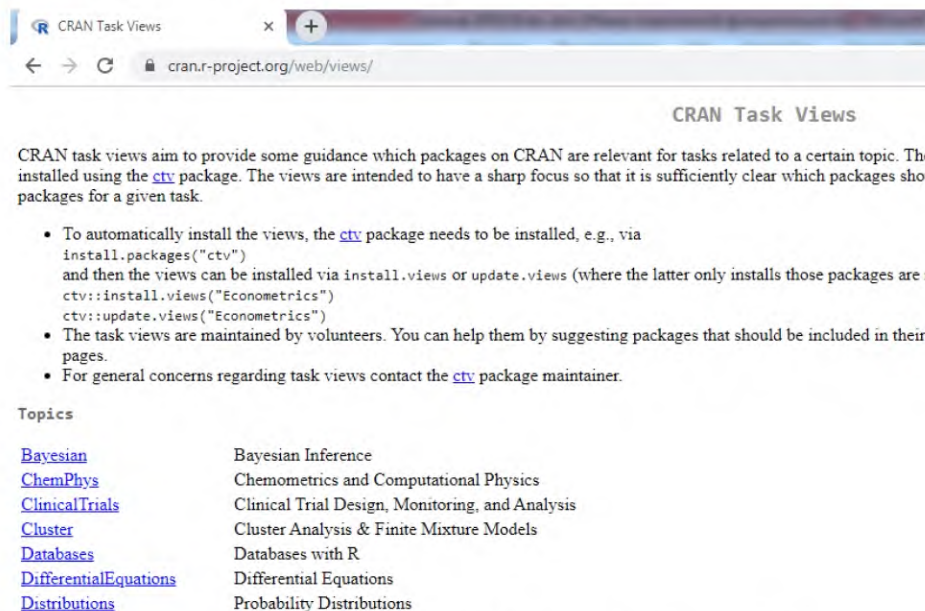


Рисунок 5 - Сторінка «TaskView» веб-сайту CRAN

Висновки:

R – мова програмування, якою зручно здійснювати моделювання складних процесів багатозв’язних систем керування.

Список літератури

1. Michael J. Crawley (2007). The R Book. JohnWiley&Sons. ISBN 978-0-470-51024-7.

2. W. N. Venables та B. D. Ripley (2002). *Modern Applied Statistics with S* (вид. четверте). Springer. ISBN 978-0-387-95457-8.
3. Рей У. Методи управління технологічними процесами / Пер. с англ. – М.: Мир, 1983. – 368 с.
4. Алиев Р.А. Промышленные инвариантные системы автоматического управления. – М.: Энергия, 1971. – 112 с.
5. Липатов Л.Н. Типовые процессы химической технологии как объекты управления. – М.: Химия, 1973. – 320 с.
6. Остром К., Виттенмарк Б. Системы управления с ЭВМ / Пер. с англ. – М.: Мир, 1987. – 480 с.
7. Yuz J.I., Goodwin G.C. *Sampled-data models for linear and nonlinear system*. – London: Springer-Verlag, 2014. – 289 с.

УДК 681.03

МЕТОД ПІДВИЩЕННЯ ШВИДКОДІЇ КОНТРОЛЮ І КОРЕКЦІЇ ПОМИЛОК У МОДУЛЯРНІЙ АРИФМЕТИЦІ

М.Ю. Литвин, *магістрант*

А.С. Янко, *к.т.н.*

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

Для застосування методів контролю та перешкодостійкого кодування диктується вимогами підвищення ефективності обробки цифрової інформації. Адже будь-яка система є сама по собі системою передачі й обробки інформації, постійно відбувається циркуляція інформації. Хоча в немає довгих ліній передач, але зате за наявними в ній щодо коротким лініях інформація циркулює з величезною швидкістю і у великих кількостях. Якщо прийняти якусь умовну одиницю, наприклад проходження одним двійковим розрядом одного сантиметра шляху, то в цих умовних одиницях робота однієї обчислювальної машини середньої продуктивності за фіксований інтервал часу передачі інформації буде порівнянна з роботою за такий же інтервал ряду великих ліній передачі інформації [1].

У цьому аспекті з точки зору тільки передачі інформації виникає важливе завдання забезпечення достовірності великого потоку інформації. У систем повинна бути забезпечена ще й достовірність арифметичної і логічної обробки інформації. Практично без застосування методів спеціального кодування забезпечення достовірність в обчислювальній досягається подвійним прорахунком для виявлення правильності чи неправильності результатів вирішення завдань і трійним прорахунком у випадку виявленого розходження для вибору

правильного результату за співпадаючими даними. Такий шлях забезпечення достовірності зменшує продуктивність удвічі. Звідси зрозуміло, що забезпечення достовірності будь-якими методами, відмінними від зазначених повторних прорахунків, прямо і безпосередньо пов'язано зі збільшенням як для користувача [2].

Існують декілька основних методи контролю і корекції помилок інформації в модулярній арифметиці (МА). Більш детально буде розглянутий метод підвищення швидкодії контролю і корекції помилок у МА [3]. Даний метод складається з послідовності наступних операцій.

Перший етап. Вихідне число, що перевіряється $A=A^{(0)}=(a_1^{(0)}, a_2^{(0)}, \dots, a_i^{(0)}, a_{i+1}^{(0)}, \dots, a_n^{(0)}, a_{n+1}^{(0)})$ послідовно приводиться до вигляду $A^{(H)} = (0, 0, \dots, 0, 0, \lambda_{n+1})$ за допомогою такої послідовності операцій віднімань, яка не приведе до виходу числового значення числа $A(0)$ за робочий діапазон $[0, M)$ МА. Як наголошувалося раніше, ця операція в МА називається нулевізацією, і полягає в послідовному відніманні (по одному з основ МА) з вихідного числа $A(0)$ мінімальних чисел, так званих констант нулевізації ($KH(i)$) вигляді:

$$KH^{(1)} = (t_{1,1}, t_{2,1}, t_{3,1}, \dots, t_{n,1}, t_{n+1,1}), t_{1,1} = \overline{1, m_1 - 1};$$

$$KH^{(2)} = (0, t_{2,2}, t_{3,2}, \dots, t_{n,2}, t_{n+1,2}), t_{2,2} = \overline{1, m_2 - 1};$$

$$KH^{(3)} = (0, 0, t_{3,3}, \dots, t_{n,3}, t_{n+1,3}), t_{3,3} = \overline{1, m_3 - 1};$$

$$KH^{(i)} = (0, 0, \dots, 0, t_{i,i}, t_{i+1,i}, \dots, t_{n,i}, t_{n+1,i}), t_{i,i} = \overline{1, m_i - 1};$$

$$KH^{(n)} = (0, 0, \dots, 0, t_{n,n}, t_{n+1,n}), t_{n,n} = \overline{1, m_n - 1}.$$

У цьому випадку число $A=A^{(0)}=(a_1^{(0)}, a_2^{(0)}, \dots, a_i^{(0)}, a_{i+1}^{(0)}, \dots, a_n^{(0)}, a_{n+1}^{(0)})$ послідовно приводиться до вигляду A , тобто:

$$A=A^{(0)}=(a_1^{(0)}, a_2^{(0)}, \dots, a_i^{(0)}, a_{i+1}^{(0)}, \dots, a_n^{(0)}, a_{n+1}^{(0)})$$

$$A^{(1)}=(0, a_2^{(1)}, a_3^{(1)}, \dots, a_n^{(1)}, a_{n+1}^{(1)}),$$

$$A^{(2)}=(0, 0, a_3^{(2)}, \dots, a_n^{(2)}, a_{n+1}^{(2)}),$$

$$A^{(3)}=(0, 0, 0, a_4^{(3)}, \dots, a_n^{(3)}, a_{n+1}^{(3)}).$$

Продовжуючи віднімання n разів набудемо значення $A^{(H)} = (0, 0, \dots, 0, a_{n+1}^{(n)})$ або $A^{(H)} = (0, 0, \dots, 0, \gamma_{n+1})$ де $\gamma_{n+1} = a_{n+1}^{(n)}$. Спільна схема віднімання $A^{(i)} = A^{(i-1)} - KH^{(i)}$ представлена в наступному вигляді:

$$A^{(i-1)} = (0, 0, \dots, 0, a_i^{(i-1)}, a_{i+1}^{(i-1)}, \dots, a_n^{(i-1)}, a_{n+1}^{(i-1)})$$

$$- KH^{(i)} = (0, 0, \dots, 0, a_i^{(i-1)}, t_{i+1,i}, \dots, t_{n,i}, t_{n+1,i})$$

$$A^{(i)} = [0, \dots, 0, [a_i^{(i-1)} - a_i^{(i-1)}] \bmod m_i, [a_{i+1}^{(i-1)} - t_{i+1,i}] \bmod m_{i+1}, \dots, [a_{n+1}^{(i-1)} - t_{n+1,i}] \bmod m_{n+1}],$$

Позначивши час вибірки KH з відповідного блоку нулевізації (БН) як t_1 , а час віднімання з числа $A^{(i-1)}$ константи $KH^{(i)}$, тобто виконання операції $A^{(i)} = A^{(i-1)} - KH^{(i)}$ через параметр t_2 , отримаємо спільний час виконання операції нулевізації у вигляді:

$$T_{n,i} = n(t_1 + t_2).$$

При виконанні БН в табличному варіанті можна передбачити, що практично $t_1 = t_2 = \tau$. В цьому випадку для методу ВІН час нулевізації дорівнює значенню $T_{n,i} = 2n\tau$, де: τ – час віднімання з числа $A^{(i-1)}$ константи нулевізації $KH(i)$; n – кількість інформаційних основ МА [4].

Другий етап. Після знаходження на першому етапі значення γ_{n+1} , на другому етапі

проводиться порівняння з нулем цього значення γ_{n+1} . Якщо $\gamma_{n+1} = 0$ число A знаходиться в діапазоні $[0, M)$, то робиться висновок, що число A не спотворено (правильне), тобто помилок немає. Якщо $\gamma_{n+1} \neq 0$ (число A не знаходиться в діапазоні $[0, M)$), те число A спотворено (неправильне), тобто присутня помилка по одному з підстав (модулів) m_i MA [5].

Спільний час T_l виявлення помилки визначається як $T_l = T_{nl} + T_{cl}$, де T_{cl} – час порівняння значення γ_{n+1} з нулем. Практично час T_{cl} порівняння виконується за один такт, в цьому випадку можна вважати, що $T_l T_{nl} = 2n \approx \tau$.

Список літератури

1. Акушский, И. Я. Машинная арифметики в остаточных классах / И. Я. Акушский, Д. И. Юдицкий. – М.: Радио и связь, 1968. – 444 с..
2. Сиора, А. А. Отказоустойчивые системы с версионно-информационной избыточностью в АСУ / А. А. Сиора, В.А Краснобаев, В.С. Харченко. – ТП: Монография. - Х.: МОН, НАУ им. Н.Е. Жуковского (ХАИ), 2009. 320с.
3. Лосев, Ю. И. Методы и модели обмена информацией в распределенных адаптивных вычислительных сетях с временной параметризацией параллельных процессов / Ю. И. Лосев, С. И. Шматков, К. М. Руккас. – Х.: ХНУ им. В. Н. Каразина, 2011. – 204 с.
4. Янко, А. С. Метод быстрого сравнения двух целых чисел в системе остаточных классов / А. С. Янко, В. Н. Курчанов, В. А. Краснобаев // III Міжнародна науково-технічна конференція «Проблеми інформатизації». Тези доповідей. – Черкаси. – 12-13 листопада 2015. – С. 45.
5. Янко, А. С. Основные свойства непозиционной системы счисления / В. А. Краснобаев, С. В. Сомов, А. С. Янко // Системи управління, навігації та зв'язку : зб. наук. пр. / Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка. – П.: ПолтНТУ, 2013. – Вип. 1(25). – С. 110-113.

УДК 681.03

ОСОБЛИВОСТІ РЕАЛІЗАЦІЇ АРИФМЕТИЧНИХ ОПЕРАЦІЙ У СИСТЕМІ ЗАЛИШКОВИХ КЛАСІВ

В.М. Свистун, магістрант
А.С. Янко, к.т.н.

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

Відомі методи підвищення продуктивності сучасних комп'ютерних систем, які функціонують в позиційних системах числення (ПСЧ), мають загальний недолік – неможливість розпаралелення алгоритму, який розв'язується, на рівні елементарних операцій (мікрооперацій). Це обумовлено, перш за все, наявністю у ПСЧ між розрядних зв'язків між операндами системи. Розвиток сучасної мікроелектронної бази, основаної на застосуванні великих і над великих інтегральних схем, спонукає до дослідження можливості застосування табличних методів обробки інформації. Їх застосування може забезпечити надвисоку продуктивність (в результаті розпаралелення елементарних операцій) і надійність ЕОМ, а також високу степінь регулярності і однорідності структури пристроїв їх реалізації. Істотним недоліком табличних методів обробки інформації, які застосовуються в ПСЧ, залишається необхідність використання значної кількості обладнання [1], що суттєво ускладнює їх реалізацію. Тому природно, що здійснюється пошук можливостей застосування такої арифметики, в якій би порозрядні зв'язки були відсутні. У цьому плані звертає на себе увагу непозиційна система числення у системі залишкових класів (СКЗ).

Реалізація арифметичних операцій у СКЗ виконуються незалежно і паралельно над

однойменними розрядами, а структура операційного пристрою комп’ютерних засобів обробки даних (КЗОД) представляється у вигляді незалежних обчислювальних трактів, кожен з яких функціонує за своєю основою m_i СКЗ.

Незалежність залишків за прийнятою системою основ, дає можливість для побудови нової машинної арифметики та принципово нової схемної реалізації КЗОД. Це сприяє для вибору рішень при реалізації модульних арифметичних операцій, заснованих за допомогою методів: суматорного; табличного та методу кільцевого зсуву.

При суматорному методі використовується n (по числу основ СКЗ) малорозрядних суматорів по відповідним модулям m_i ($i = \overline{1, n}$). При побудові КЗОД кожен із розрядів числа обробляється незалежно, але час виконання всієї операції визначається часом необхідним для отримання результату по найбільшій основі СКЗ.

У табличному операційному пристрої КЗОД для реалізації арифметичних операцій являє собою двохвходове ПЗП. Для кожного з входів кількість вхідних шин для 1-байтової (81 двійкових розрядів) КЗОД рівна 2^{81} . При цьому загальна кількість логічних схем співпадання “1” у вузлах ПЗП рівна $N_{\text{ПЗП}} = 2^{81} \times 2^{81} = 2^{161}$. З цього видно, що таблична реалізація цілочисельних модульних арифметичних операцій у ПСЧ доцільна лише для значення $l = 1$ (є прийнятним за кількістю обладнання). Однак, для збільшення довжини розрядної сітки КЗОД зараз пропонується до практичного використання КЗОД для $l = 2$. Цілком прийнятно при реалізації арифметичних операцій для КЗОД у СКЗ з $l = 4$ і $l = 8$. Переваги табличного методу реалізації арифметичних операцій: табличні схеми мають високу надійність; простота табличних схем і дешифраторів; висока швидкодія (результат операції може бути отриманий в момент надходження вхідних операндів, тобто в один такт).

При суматорному методі проявляється наявність міжрозрядних зв’язків у межах даної основи m_i СКЗ. При табличному методі відсутні міжрозрядні зв’язки між оброблюваними операндами взагалі, однак, для достатньо великої розрядної сітки КЗОД різко збільшується кількість обладнання операційних пристроїв.

Особливість методу кільцевого зсуву в тому, що результат арифметичної операції $(a_i \pm \beta_i) \bmod m_i$ по довільному модулю КЛ, заданої сукупності $\{m_j\}, j = \overline{1, n}$, основ, визначається тільки за рахунок послідовно циклічних зсувів заданої цифрової структури. Перевага методу полягає у відсутності міжрозрядних перенесень, що істотно підвищує достовірність реалізації модульних операцій. Проте час виконання модульних операцій порівняно великий, що знижує загальну ефективність вживання КЗОД у СКЗ. Дана обставина й обумовлює необхідність розробки алгоритмів підвищення швидкодії виконання даних операцій у КЗОД.

Максимальної швидкодії виконання арифметичних операцій при використанні методу кільцевого зсуву можна досягти, використовуючи програмний метод реалізації модульних операцій, використовуючи керуючі матриці, в більшості варіантів результат операції $(a_i \pm \beta_i) \bmod m_i$ можна досягти за менше, ніж $k \beta_i$, число зсувів двійкових розрядів.

Список літератури

1. Акушкин И. Я. Машинная арифметика в остаточных классах / И. Я. Акушкин, Д. И. Юдицкий. – М. : Советское радио, 1968. – 440 с.
2. Андреева Е., Фалина И. Системы счисления и компьютерная арифметика. - Учебное пособие.- БИНОМ, 2004.
3. Biham E., Shamir A. Differential cryptanalysis of DES-like cryptosystems (ex-tended abstract)// Advances in Cryptology—CRYPTO’90// Lecture Notes in Computer Science. Springer-Verlag. — 1991. — V. 537. — P. 2-21.
4. Янко, А. С. Метод табличной реализации операции умножения в классе вычетов / В. А. Краснобаев, А. С. Янко, С. А. Кошман // Системы обработки информации : сб. науч. пр. / Харківський університет Повітряних Сил імені Івана Кожедуба. – Х.: ХУПС, 2014. – Вип. 4(120). – С. 121-127.

УДК 510.66

МОДЕЛІ ПОТОКІВ ЛОГІСТИЧНО-ВИРОБНИЧОЇ СИСТЕМИ**О.О. Черніков**, *магістрант***А.С. Янко**, *к.т.н.**Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка*

Для моделювання матеріальних, фінансових і інформаційних потоків логістичних систем можуть бути використані імовірнісні моделі з дискретними станами, наприклад, моделі масового обслуговування.

У разі мережевого уявлення логістично-виробничої системи (ЛВС) можна використовувати результати теорії мереж масового обслуговування, за допомогою якої визначаються основні характеристики системи:

- час знаходження елемента потоку з урахуванням маршруту руху [1]:

$$- T_c = \sum_{j=1}^1 T_{c_j} \text{ де } T_{c_j} - \text{ час знаходження елемента потоку в } j\text{-м ланці логістичного}$$

ланцюжка;

- час знаходження елемента потоку в черзі:

$$- T_{i^+} = \sum_{j=1}^1 T_{i^+_j} \text{ де } T_{i^+_j} - \text{ час знаходження елемента потоку } j\text{-м ланці логістичного}$$

ланцюга;

- кількість елементів потоку, що знаходяться в логістичному ланцюжку в сталому режимі:

$$- L_c = \sum_{j=1}^1 L_{c_j} \text{ де } L_{c_j} - \text{ середня кількість елементів потоку, } j\text{-м, що знаходяться, ланці;}$$

- число елементів потоку, що знаходяться в черзі в заданому логістичному ланцюжку, визначуваному конкретним маршрутом руху:

$$- L_{i^+} = \sum_{j=1}^1 L_{i^+_j} \text{ де } L_{i^+_j} - \text{ середня кількість елементів потоків, що знаходяться в черзі.}$$

Розрахункові формули для $T_{c_j}, T_{i^+_j}, L_{c_j}, L_{i^+_j}$ визначаються характером потоку і його параметрами: інтенсивністю вхідного потоку, інтенсивністю обробки або передачі елементів потоку, числом оброблювальних і передавальних каналів [2], а також законами розподілу інтервалів часу між елементами вхідного потоку і законом розподілу часу обробки. У разі однієї ланки логістичного ланцюжка при Пуасонівському вхідному потоці і довільному законі часу обслуговування за допомогою формули Полячека-Хінчина можна знайти всі вищезгадані параметри потоку [3]:

$$L_{c_j} = \lambda \left(\beta_{1j} + \frac{\lambda_j \beta_{2j}}{2(1 - \rho_j)} \right)$$

де $\rho_j = \frac{\lambda_j}{\mu_j}$ – завантаження j -го ланки системи;

β_{1j} – перший початковий момент щільності розподілу часу обробки;

β_{2j} – другий початковий момент часу обробки. По формулі Літла:

$$L_{c_j} = \lambda_j \times T_{c_j} \text{ а } T_{c_j} = T_{i \rightarrow j} + T_{i \leftarrow j}, T_{i \leftarrow j} = \beta_{1j}.$$

Таким чином, засобами системного аналізу обґрунтовано завдання дослідження ЛВС як складної системи. Проведена декомпозиція ЛВС відповідно до цілей виконуваного аналізу, що припускає можливі варіанти розбиття ЛВС на фрагменти [4]. Виділення функціональної частини дозволяє сформулювати прикладне завдання обґрунтування вимог до автоматизованої системи управління, що здійснює інформаційну підтримку в роботі ЛВС, з позиції потокового уявлення матеріальних, інформаційних і інших складових системи.

Список літератури

1. Некрасов А.Г. Основные положения устойчивости промышленных логистических цепочек // Известия вузов. Машиностроение.- 2003.- №4.- С.74-77.
2. Бром А.Е. Теоретические аспекты кибернетического подхода к моделированию логистической системы управления предприятием // Известия вузов. Машиностроение.- 2003. - №7- С. 62-68.
3. Ташбаев Ы.Э. Миронов А.Л. Подход к моделированию распределительного центра. Анализ логистических затрат. Методы оптимизации // Известия вузов. Машиностроение.- 2003. - №9.- С. 53-60.
4. Карцева Е.Г. Создание логистикоориентированной модели финансового управления инновационной деятельностью промышленного предприятия в условиях постоянных внешних изменений // Известия вузов. Машиностроение.-2003.- №8.- С. 64-68.

УДК 004.02

ДОСЛІДЖЕННЯ ВАРІАНТІВ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ДИВЕРСИФІКАЦІЇ

В.С. Горбань, *магістрант*

А.С. Янко, *к.т.н.*

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

Умовою стійкого функціонування багаторівневої системи управління підприємства, установи або, наприклад, технічного вищого навчального закладу, є надійний та оперативний інформаційний обмін необхідного рівня та якості. Витрати на нього є складовою частиною вартості життєзабезпечення. При цьому необхідно враховувати можливу територіально-розподілену структуру установи. Для здійснення інформаційного обміну зазвичай використовуються ресурси місцевого інтернет-провайдера, телефонної мережі загального користування (ГфЗК) і операторів мобільного зв'язку [1].

Однак, забезпечити об'єднане використання послуг реального часу звичайними засобами є досить складним і нерентабельним процесом. Як наслідок, виникає потреба в розробці проекту корпоративної інфокомунікаційної мережі, що буде відповідати сучасним вимогам до рівня сервісів і послуг, конфіденційності, надійності та живучості системи управління в цілому.

Для підвищення надійності інформаційного обміну установи необхідно забезпечити диверсифікацію (новолат. *diversificatio* – зміна, різноманітність) інфокомунікаційної мережі. При цьому слід виділити кілька аспектів її досягнення [2].

Перший стосується інфраструктури, можуть використовуватись існуючі ресурси (лінії зв'язку місцевого інтернет-провайдера, телефонної мережі загального користування та операторів мобільного зв'язку, кілька варіантів з'єднання підсистем структурованої кабельної системи (СКС) тощо).

Другий аспект стосується забезпечення мобільності абонентів. Він базується на технологіях та засобах, які передбачають різноманітні правила переадресації та гарантоване з'єднання (доставку інформації).

Нарешті, третій характеризує номенклатуру сервісів та послуг, що надаються користувачам, в тому числі з відповідним рівнем інформаційної безпеки.

Як наслідок, забезпечення диверсифікації ґрунтується на комплексному підході, який може містити кілька варіантів рішення за вказаними аспектами. Надалі доцільно визначити засоби та технології, що забезпечують економічно обґрунтоване використання існуючих ресурсів, а також реалізують концепцію уніфікованих комунікацій (Unified Communications, UC) з мінімальним навантаженням на існуючу інфраструктуру. Останнє є актуальним, коли реорганізація СКС нерентабельна або потрібна оперативність вводу в експлуатацію елементів UC [3].

На даний час в рамках концепції UC основний акцент робиться на застосування IP-мереж. Для їх побудови можуть використовуватись транспортні технології, які забезпечують значну конкуренцію класичним підходам. До них слід віднести такі, що є альтернативними до волоконно-оптичних ліній зв'язку та рішень на основі витої пари (PLC, DECT, Wi-Fi).

Для забезпечення мобільності абонентів можливе застосування концепції віртуального офісу. Так як у користувача можуть бути активовані одночасно кілька комунікаційних пристроїв, для виконання відповідних правил переадресації необхідно визначити інструментарій, що забезпечить найбільш оптимальний варіанти вибору мережі (GSM, ТфЗК і т. ін.), рівня якості послуги та сервісу. Стосовно додатків телефонії слід виділити такі, що найбільш широко застосовуються, а саме: рішення на базі H.323, SIP, STUN тощо [4].

З точки зору розширення спектру послуг та сервісів досить актуальним є забезпечення відеоконференцзв'язку. Згідно з дослідженнями психологів, у процесі телефонної розмови в середньому сприймається близько 20% інформації, в ході особистого спілкування – 80%, а в ході сеансу відеозв'язку – 60%. Тобто якщо до спілкування співрозмовників по звуковому каналу додається візуальний (невербальна мова), то у співрозмовників підвищується ефективність сприйняття інформації. Як видно за своїм психофізіологічним параметрам відеозв'язок досить близька до особистого спілкування та набагато перевершує можливості телефонного зв'язку. Однак для того, щоб забезпечити ефективне застосування відеозв'язку в бізнесі, мало тільки бачити і чути одного співрозмовника. Необхідна можливість організації конференцій з кількома учасниками, можливість обміну інформацією (презентації, документи, зображення з додаткових відеокамер і т. ін.). Режим роботи, що забезпечує все це, називається відеоконференція, а сама технологія одночасної передачі відео, голосу та даних – відеоконференцзв'язок.

Таким чином, проведений аналіз свідчить, що інтеграція послуг реального часу на основі концепції UC і забезпечення диверсифікації повинна базуватись, перш за все, на технологіях VoIP.

Список літератури

1. Антонов В.М. Сучасні комп'ютерні мережі / Валерій Миколайович Антонов. – К.: МК-Прес, 2005. – 480 с.
2. Гайворонський М.В. Безпека інформаційно – комунікаційних систем. / Гайворонський М.В., Новіков О.М. – К.: Видавнича група ВНУ, 2009. – 608 с.
3. Олифер В.Г. Компьютерные сети. Принципы, технологии, протоколы / Олифер В.Г., Олифер Н.А. – СПб.: Питер, 2002.- 672 с.
4. Новиков Ю.В. Локальные сети: Архитектура, алгоритмы, проектирование / Новиков Ю.В., Кондратенко С.В. – М.: ЭКОМ, 2002. – 311 с.

УДК 621.43.06

ДОСЛІДЖЕННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ КОНСТРУКЦІЇ ГЛУШНИКА АВТОМОБІЛЯ КРАЗ 65055

С.В. Гасенко, магістрант
О.С. Безкоровайний, бакалавр
М.М. Нестеренко, к.т.н.
О.В. Орисенко, к.т.н.

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

На автомобілі КрАЗ-65055 встановлюється трикамерний глушник моделі 65055-1201010-03 реактивного типу комбінованої конструкції (рис 1).



Рисунок 1 – Зовнішній вигляд глушника КрАЗ 65055-1201010-03.

Дослідження проводилися з використанням програми SOLIDWORKS на основі математичних моделі (рис 2).

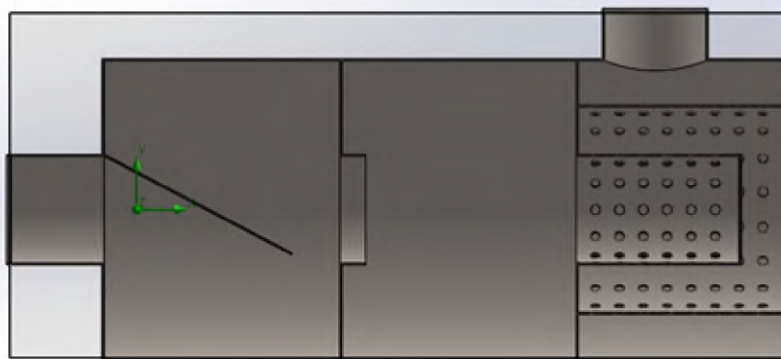


Рисунок 2 – Модель оригінального глушника

Порівняння і подальші розрахунки проводилися за допомогою додатку FlowSimulation, який входить до пакету SolidWorks, за такими параметрами [1]: траєкторії потоку; швидкість потоку; перепад тиску;

Траєкторії побудовано для 15-ти потоків.

Початкові параметри потоку, за якими будуть проводитися розрахунки [2]: швидкість потоку на вході – 65 м/с; температура потоку – 200; тиск навколишнього середовища – 101325 Па.

Результати розрахунків наведено на рисунках 3-6.

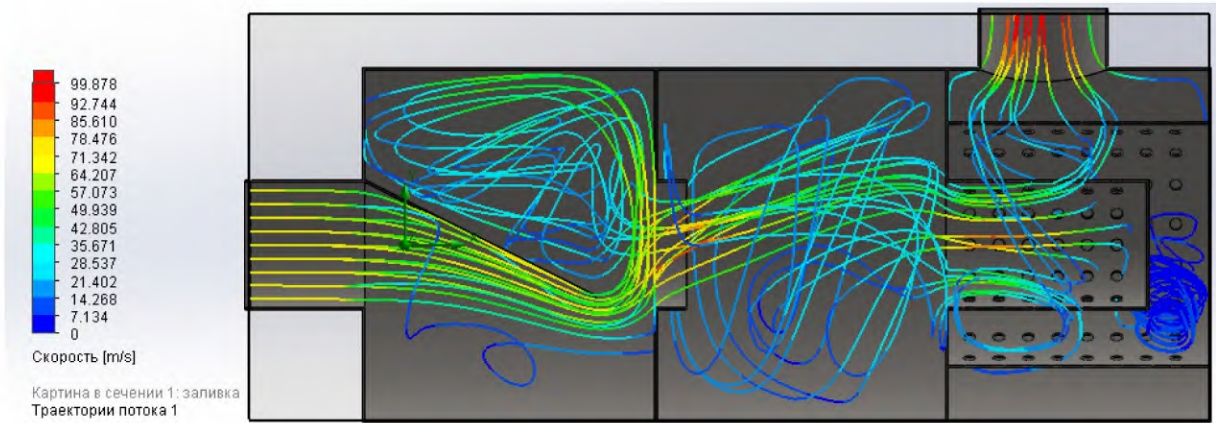
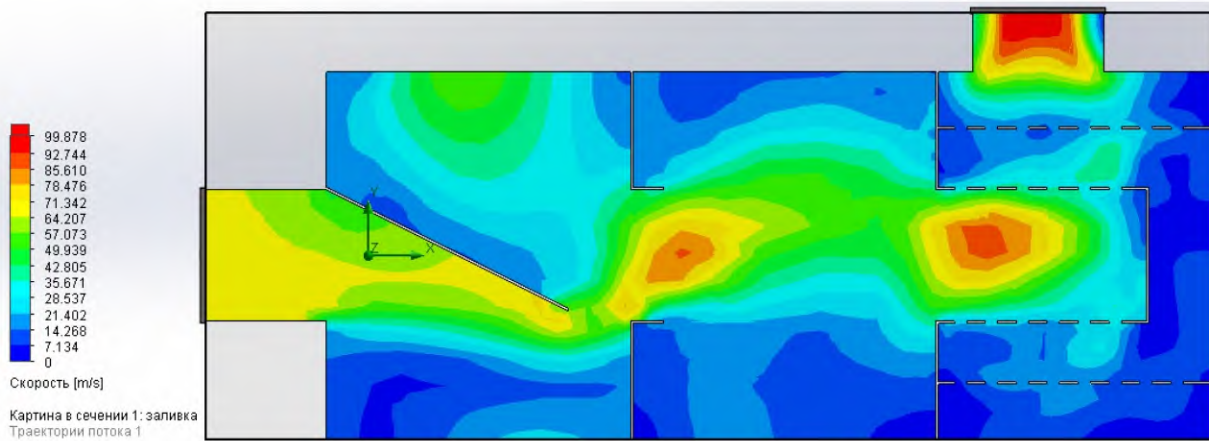
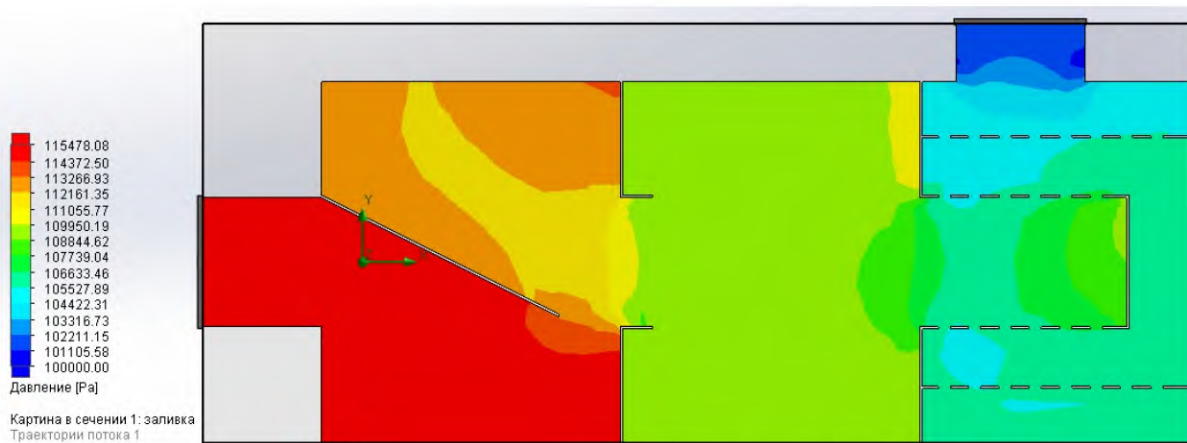


Рисунок 3 – Траекторії потоку в глушнику (кольором вказана швидкість)



Швидкість на вході	Швидкість на виході
65 м/с	55.86 м/с

Рисунок 4 – Зміна швидкості потоку в глушнику



Тиск на вході	Тиск на виході
114892,97 Па	103404,57 Па

Рисунок 5 – Зміна тиску в глушнику

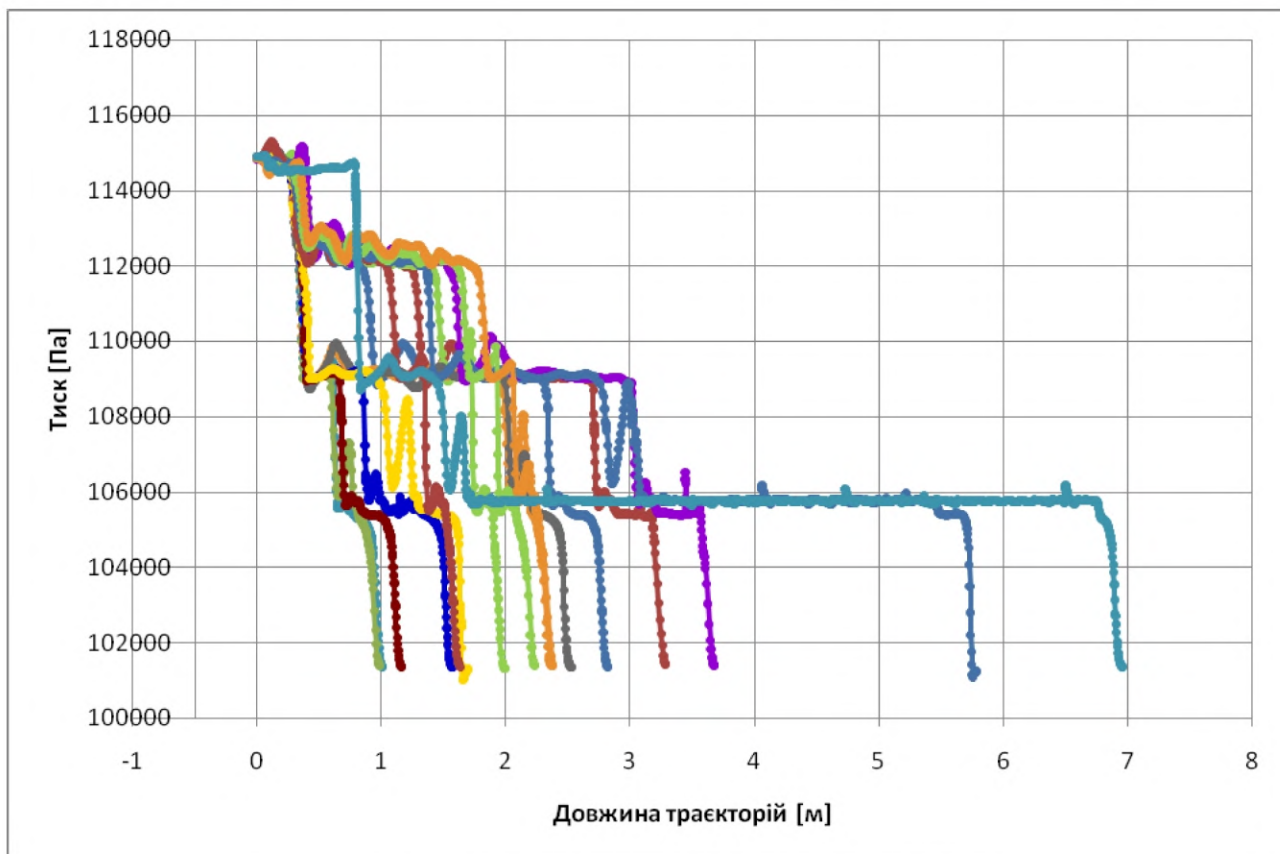


Рисунок 6 – Графік зміни тиску за потоками в глушнику

Список літератури

1. www.ijret.org - International Journal of Scientific Research Engineering & Technology (IJSRET), ISSN 2278 – 0882 Volume 5, Issue 9, September 2016
2. Иванов, Н. И Инженерная акустика. Теория и практика борьбы с шумом : учебник для вузов по направлению "Безопасность жизнедеятельности", специальности "Безопасность технологических процессов и производств" / Н. И. Иванов . – М. : Логос, 2008 . – 424 с. – (Новая унив. б-ка) . - ISBN 978-5-9870428-6-0 .

УДК 633.853.32.

ВПЛИВ РОЗТАШУВАННЯ ТОЧКИ РОСИ НА ЕНЕРГОЕФЕКТИВНІСТЬ ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЙ

Є.А. Чурилов, *магістрант гр. БІ-18МЗ*

І.О.Скриннік, *к.т.н., доцент кафедри БДМБ,*

О. В. Лізунков, *, к.т.н., доцент кафедри БДМБ,*

В.М. Сідей, *викладач кафедри БДМБ*

Центральноукраїнський національний технічний університет

Важливим фактором, що визначає фізичні процеси в огороджуючи конструкціях будівель для кліматичних умов України є точка роси. Класичне визначення точки роси - це температура, при якій випадає конденсат (волога з повітря перетворюється в воду).

У будівництві точка з цієї температурою розташовується в певному місці огороджуючої конструкції (на стіні зовні, десь в товщі стіни або на стіні всередині).

Залежно від розташування точки роси (далі або ближче по товщині стіни до внутрішнього приміщення) стіна або суха, або мокра всередині, що значним чином впливає на втрати тепла.

Точка роси (температура випадання конденсату) залежить від:

- вологості всередині приміщення;
- температури повітря всередині приміщення;

Визначено, що якщо всередині приміщення температура +20 градусів, і вологість всередині приміщення 60%, то на будь-якій поверхні з температурою нижче +12 градусів випаде конденсат.

Чим нижче вологість в приміщенні, тим точка роси нижче фактичної температури повітря всередині приміщення, тому при температурі всередині приміщення +20 градусів, і вологості всередині приміщення 40%, то на будь-якій поверхні з температурою нижче +6 градусів випаде конденсат.

Чим вище вологість в приміщенні, тим точка роси вище і ближче до фактичної температури повітря всередині приміщення, і вже при температурі всередині приміщення +20 градусів, і вологості всередині приміщення 80%, то на будь-якій поверхні з температурою нижче +16,44 градусів випаде конденсат.

Якщо відносна вологість складає 100%, то точка роси збігається з фактичною температурою всередині приміщення, тому при температурі всередині приміщення +20 градусів, і вологості всередині приміщення 100%, то на будь-якій поверхні з температурою нижче +20 градусів випаде конденсат.

Для визначення місця розташування точки роси в стіні, треба знати та враховувати наступні показники:

- товщини і матеріалу всіх шарів стіни;
- температури всередині приміщення;
- температури зовні приміщення;
- вологості всередині приміщення;
- вологості зовні приміщення.

В будівництві загалом існують наступні варіанти зведення об'єктів, що відбувається з положенням точки роси:

- в стіні взагалі не утепленій;
- в стіні, утепленій зовні;
- в стіні, утепленій зсередини.

Розглянемо наслідки такого розташування точки роси по кожному з варіантів.

Розташування точки роси в не утепленій стіні.

По розташуванню точки роси можуть бути такі варіанти не утепленої стіни:

Розташування точки роси в стіні між серединою стіни і зовнішньою поверхнею, стіна не утеплена, в цьому випадку стіна суха.

Розташування точки роси між серединою стіни і внутрішньою поверхнею, стіна не утеплена, в цьому випадку стіна суха, може замокати при різкому зниженні зовнішньої температури (нижче, ніж розрахункова температура в регіоні, на кілька днів). Положення точки роси в ці кілька днів може зрушуватися на внутрішню поверхню стіни.

Розташування точки роси на внутрішній поверхні стіни, стіна не утеплена, в цьому випадку стіна буде мокра всередині практично весь зимовий період.

Тепер розглянемо варіанти, коли можна утеплювати стіну зсередини, коли не можна, від чого це залежить і як залежить.

Основні умови полягають в тому, що буде зі стіною після утеплення її зсередини. Якщо стіна буде суха, - можна виконати утеплення стіни зсередини. Якщо стіна буде суха, і тільки при різкому, несподіваному (яке трапляється раз в десяток років) похолоданні може підмокнути, - можна спробувати утеплювати стіну зсередини (на розсуд замовника). Якщо стіна стабільно мокра весь зимовий розрахунковий період (зі звичайною зимовою температурою по регіону), - утеплювати зсередини можна. Як вже було сказано вище, ці наслідки залежать від положення точки роси. Розташування точки роси в стіні можна розрахувати, і тоді точно, ще до початку утеплення буде зрозуміло, можна або не можна зсередини утеплювати конкретну стіну.

Вологість в приміщенні залежить від:

- Режиму проживання (постійно або тимчасово);
- Вентиляції (і припливу, і витяжки, чи достатньо їх за розрахунком).

Температура в приміщенні залежить від:

- Якості роботи опалення;
- Ступеню утеплення інших конструкцій будинку \ квартири, крім стін (стелі\даху, вікон, підлоги);

Вологість зовні приміщення залежить від того, вулиця зовні або інше приміщення (і від режиму експлуатації цього приміщення), а також від кліматичної зони.

Якщо зібрати всі фактори впливу на точку роси і положення точки роси, ми отримаємо список факторів впливу, які треба брати до уваги при вирішенні питання «можна чи не можна в конкретній ситуації утеплити зсередини конкретну стіну». Ось такий список цих факторів:

- режиму проживання в приміщенні (постійно або тимчасово)
- вентиляції (і припливу, і витяжки, чи достатньо їх за розрахунком)
- якості роботи опалення в приміщенні
- ступеня утеплення інших конструкцій будинку \ квартири, крім стін (стелі \ даху, вікон, підлоги)

- товщина і матеріал всіх шарів стіни,

- температури всередині приміщення

- вологості всередині приміщення

- температури зовні приміщення

- вологості зовні приміщення

- кліматичної зони

- що знаходиться за стіною, вулиця чи інше приміщення (його режим експлуатації)

У розрахунках точки роси і товщини утеплення не враховуються деякі параметри, - тиск, швидкість руху повітря, щільність матеріалу. Тому мова йде тільки про наближені значення.

Для визначення точки роси в стіні часто використовують таблиці готових зразкових значень.

Нижче наведена таблиця розрахункових значень точки роси в залежності від температури повітря і його вологості. Це приблизні значення, так як не враховується вплив інших факторів.

Таблиця 1 – Приблизні розрахункові значення точки роси в залежності від температури повітря та його вологості

Точка роси V_s у C_o при відносній вологості повітря у %														
	0%	5%	0%	5%	0%	5%	0%	5%	0%	5%	0%	5%	0%	5%
0	0,50	2,90	4,90	6,80	8,40	0,00	1,40	2,70	3,90	5,10	6,20	7,20	8,20	9,10
9	,70	2,00	4,00	5,90	7,50	9,00	0,40	1,70	3,00	4,10	5,20	6,20	7,20	8,10
8	,80	1,10	3,10	5,00	6,60	8,10	9,50	0,80	2,00	3,20	4,20	5,20	6,20	7,10
7	,00	0,20	2,20	4,10	5,70	7,20	8,60	9,90	1,10	2,20	3,30	4,30	5,20	6,10
6	,10	,40	1,40	3,20	4,80	6,30	7,60	8,90	0,10	1,20	2,30	3,30	4,20	5,10
5	,20	,50	0,50	2,20	3,90	5,30	6,70	8,00	9,10	0,30	1,30	2,30	3,20	4,10
4	,40	,69	,60	1,30	2,90	4,40	5,80	7,00	8,20	9,30	0,30	1,30	2,30	3,10
3	,50	,70	,70	0,40	2,00	3,50	4,80	6,10	7,20	8,30	9,40	0,30	1,30	2,20
2	,60	,90	,80	,50	1,10	2,50	3,90	5,10	6,30	7,40	8,40	9,40	0,30	1,10
1	,80	,00	,90	,60	0,20	1,60	2,90	4,20	5,30	6,40	7,40	8,40	9,30	0,20
0	,90	,10	,00	,70	,30	0,70	2,00	3,20	4,40	5,40	6,40	7,40	8,30	9,20
9	,00	,20	,10	,80	,30	,80	1,10	2,30	3,40	4,50	5,30	6,40	7,30	8,20
8	,20	,30	,20	,90	,40	,80	0,10	1,30	2,50	3,50	4,50	5,40	6,30	7,20
7	,60	,40	,30	,00	,50	,90	,20	0,40	1,50	2,50	3,50	4,50	5,30	6,20
6	1,40	,50	,40	,10	,60	,00	,20	,40	0,50	1,60	2,60	3,50	4,40	5,20
5	2,20	0,30	,50	,20	,70	,10	,30	,50	,60	0,60	1,60	2,50	3,40	4,20
4	2,90	1,00	,60	,30	,70	,10	,40	,50	,60	,60	0,60	1,50	2,40	3,20
3	3,70	1,90	0,10	,30	,80	,20	,50	,60	,70	,70	,60	0,50	1,40	2,20
2	4,50	2,80	1,00	,40	,90	,20	,50	,70	,70	,70	,70	,60	0,40	1,20
1	5,20	3,40	1,80	0,40	,00	,30	,50	,70	,80	,70	,70	,60	,40	0,20

0	6,00	4,20	2,60	1,20	,10	,40	,60	,70	,80	,80	,70	,60	,40	,20
---	------	------	------	------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

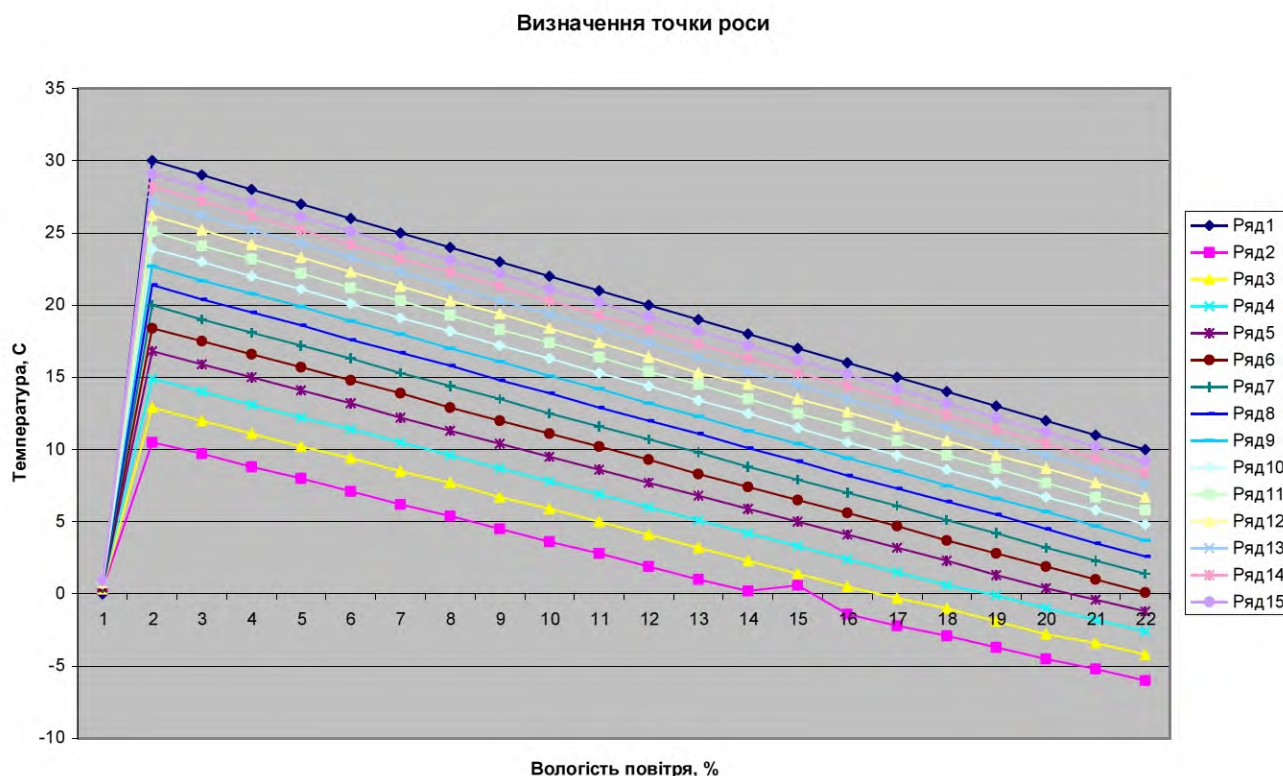


Рисунок 1 - Зміна точки роси в залежності від температури повітря та його вологості

Вирішити задачу знаходження точки роси в стіні дуже просто.

Треба знати:

- коефіцієнт теплового опору стіни, λ_1 , Вт / (м • К);
- коефіцієнт теплового опору утеплювача, λ_2 , Вт / (м • К);
- товщину стіни, h_1 , м;
- товщину утеплювача, h_2 , м;
- температуру всередині приміщення, t_1 , град. С;
- вологість повітря, який буде доходити до точки роси, %;
- точку роси для даних температури і вологості, град. С;
- температуру зовні, t_2 , град. С.

У грубому наближенні приймається, що температура по товщині кожного шару буде змінюватися лінійно.

Розглянемо на прикладі приклад розрахунку з наступними умовами:

Залізобетонна стіна $h_1 = 36$ см, утеплена пінопластом $h_2 = 10$ см. Коефіцієнт теплового опору залізобетону $\lambda_1 = 1,7$ Вт / смК, пінопласту - $\lambda_2 = 0,04$ Вт/смК. Температура всередині $t_1 = + 20$ град, зовні $t_2 = -10$ градусів. Вологість усередині приміщення і зовні приймається однаковою - 50%. Згідно таблиці, точка роси складе 9,3 градусів.

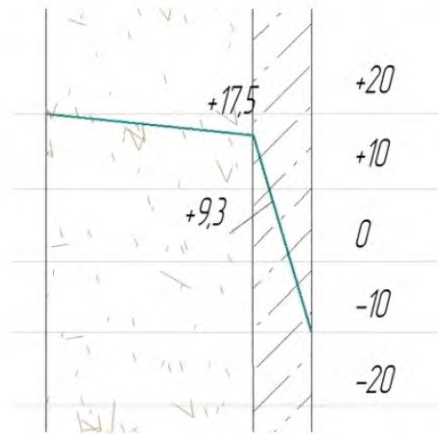


Рисунок 2 – Розрахункове розташування точки роси

Теплові опору стіни і утеплювача визначаються як h/λ , Вт/м².

В даному прикладі тепловий опір стіни складе

$$0,36/1,7 = 0,21 \text{ Вт/м}^2\text{К.},$$

Утеплювача:

$$0,1/0,04 = 2,5 \text{ Вт/м}^2\text{К.}$$

Відношенн теплових опорів першого шару до другого (стіни до пінопласту) складе:

$$n = 0,21/2,5 = 0,084.$$

Тоді перепад температур в першому шарі (стіна) складе,

$$T = t_1 - t_2 \cdot n = 20 - (-10) \cdot 0,084 = 2,52 \text{ град.}$$

Відповідно температура на кордоні шару буде дорівнює:

$$t_1 - T = 20 - 2,52 = 17,48 \text{ град.}$$

Тепер ми можемо в масштабі побудувати приблизний графік перепадів температури в шарі стіна - утеплювач і відзначимо на ній точку роси.

З наведених розрахунків можна визначити головне - точка роси знаходиться в утеплювачі, далеко від стіни, тобто навіть погіршення умов, з урахуванням похибки розрахунків, не спричинить згубного зволоження стіни.

Випадок знаходження температури конденсації всередині стіни.

Температура всередині +22 град, зовні - 15 град, вологість - 50%, точка роси - 11,1 градусів. Стіна товщиною 38 см з цегли (1,5 цегли + шов + штукатурка приймається все як «цегляна кладка»).

Коефіцієнт теплового опору для цегляної кладки - 0,7 Вт/смК, для мінеральної вати - 0,05 Вт/смК (з урахуванням її зволоження в реальних умовах експлуатації).

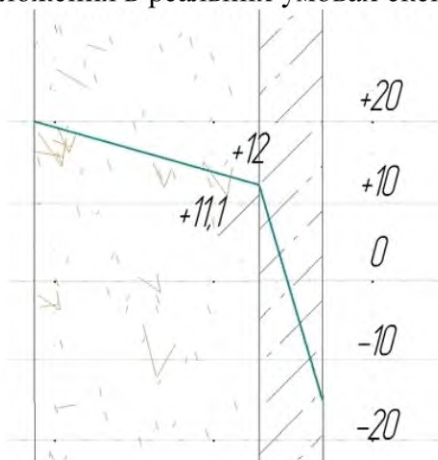


Рисунок 3 – Розрахункове розташування точки роси

Тепловий опір стіни:

$$0,38/0,7 = 0,54 \text{ Вт/м}^2\text{К.}$$

Утеплювача

$$0,1/0,05 = 2,0 \text{ Вт/м}^2\text{К.}$$

Відношення теплових опорів першого шару до другого складе:

$$n = 0,54/2,0 = 0,27,$$

а перепад температур в межах першого шару буде

$$T = 22 - (-15) \cdot 0,27 = 9,99 \text{ град}$$

Температура на кордоні шарів: $22 - 9,99 = 12$ град.

З підвищенням вологості, що звичайне явище, з падінням температури всередині приміщення, або в холодну зиму, точка роси буде зміщуватися всередині стіни.

Таке утеплення для щодо «теплою» цегляної стіни, вже буде вважатися недостатнім, і по положенню точки роси і по нормативним значенням тепловтрат, через огорожувальні конструкції.

Список літератури

1. ДБН В.2.6-33:2018 Конструкції зовнішніх стін з фасадною ізоляцією. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018. – 20 с.
2. ДБН В.2.6-31:2006 Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель. – К.: Мінбуд України, 2006. – 65 с.
3. Карбк А.М. Метеорологічні дані для нормування впливу температури атмосферного повітря /А.М. Карюк, Н.В. Пушкар, //Вісник державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ТОВ «Зовнішрекламсервіс», 2011.- Вип.41-С267-271