

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

# НОВІ ТЕХНОЛОГІЇ В БУДІВНИЦТВІ



№ 25-26 ' 13

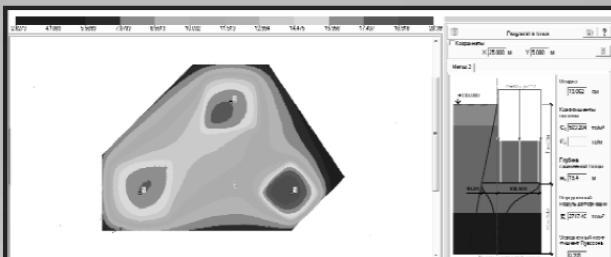
НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ ЖУРНАЛ



**ОСОБЛИВОСТІ ТИМЧАСОВОЇ ОГОРОЖІ  
БУДІВЕЛЬНОГО КОТЛОВАНУ  
"ХОЛОДНОЇ ЗОНИ" НСК "ОЛІМПІЙСЬКИЙ"  
У м. КИЄВІ стор. 17**



**ВЛАШТУВАННЯ СИСТЕМИ МОНІТОРИНГУ  
НАПРУЖЕНОГО СТАНУ КОНТРОЛЬНИХ  
ПАЛЬ НА БУДІВНИЦТВІ  
КАФЕДРАЛЬНОГО СОБОРУ У КИЄВІ стор. 34**



**НОВІ АМОЖЛИВОСТІ СИСТЕМИ ҐРУНТ  
ДЛЯ ВИЗНАЧЕННЯ ЗОНИ ВПЛИВУ  
НОВОГО БУДІВНИЦТВА  
НА ІСНУЮЧУ ЗАБУДОВУ стор. 45**



Свідоцтво про державну реєстрацію серія КВ №4793 від 10.01.01  
Постанова президії ВАК України від 1 липня 2010 р. № 1-05/5

Науково-технічний журнал заснований Академією будівництва України та  
Науково-дослідним інститутом будівельного виробництва (НДІБВ) у січні 2001 року.

Видається НДІБВ 2 рази на рік

Для співробітників науково-дослідних та проектних інститутів, спеціалістів  
будівельних організацій, викладачів і студентів вищих навчальних закладів

Редакційна колегія:

В.С. Балицький — головний редактор, д.т.н., професор;  
О.М.Галінський — заступник головного редактора, к.т.н.;  
Д.Ф. Гончаренко, д.т.н., професор;  
Г.А. Дмитренко, д.е.н., професор;  
В.С. Дорофеев, д.т.н., професор;  
Г.К. Злобін, президент АБУ;  
В.П. Адріанов, віце-президент АБУ;  
О.І. Менайлюк, д.т.н., професор;  
С.В. Романов, к.т.н.;  
Г.М. Семчук, к.т.н., доцент;  
С.А. Ушацький, д.е.н., доцент;  
В.І. Шацький

www.ndibv.kiev.ua; e-mail: vistavca@ukr.net; тел. 248-48-68

Літературний редактор А.М. Ясева  
Технічний редактор О.М. Смірнова  
Художнє оформлення реклами О.М. Галицький  
Комп'ютерна верстка та графіка О.В. Сирота

Мова видання: українська і російська.

Журнал рекомендовано до друку Вченою радою інституту 13.11.2013 р., протокол №3.

Адреса редколегії журналу:  
03680, Київ, МСП, Червонозоряний проспект, 51.

УДК 624.15; 725

О.М. Галінський, к.т.н.; Л.М. Грубська;  
В.О. Басанський, НДІБВ, Київ

**ВПЛИВ РОЗРОБКИ ТРАНШЕЇ  
ДЛЯ ВЛАШТУВАННЯ "СТІНИ В ҐРУНТІ"  
НА ОТОЧУЮЧУ ЗАБУДОВУ**

**АНОТАЦІЯ**

У статті розглянуто вплив на оточуючу забудову влаштування траншеї "стіни в ґрунті" на одному із об'єктів будівництва. Визначались деформації в будівлях в залежності від відстані між конструкціями існуючої забудови і траншеї "стіни в ґрунті".

Ключові слова: деформації в будівлях, стіна в ґрунті, оточуюча забудова.

Одним із основних питань при будівництві заглиблених споруд в умовах щільної міської забудови

є забезпечення надійної та безпечної експлуатації оточуючої забудови.

На одному з об'єктів у м. Києві, що споруджуються в умовах щільної забудови, НДІБВ виконував роботи з науково-технічного супроводу будівельних робіт. В комплекс заходів згідно з вимогами ДБН В.1.2-5:2007 "СНББ. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів"[1] були включені роботи зі спостереження за оточуючими будівлями з виконанням автоматизованого геодезичного моніторингу та інструментальним спостереженням за розкриттям тріщин. Заглиблена частина нової будівлі виконувалась у котловані, кріплення стін якої виконувалось за технологією "стіна в ґрунті".

Автоматизований геодезичний моніторинг виконувався за допомогою встановлення контрольних датчиків на фасадах будівель, які фіксували переміщення у трьох координатах X, Y, Z. Датчики були встановлені на трьох будівлях, що за прогнозом могли зазнати впливу нового будівництва (рис.1).

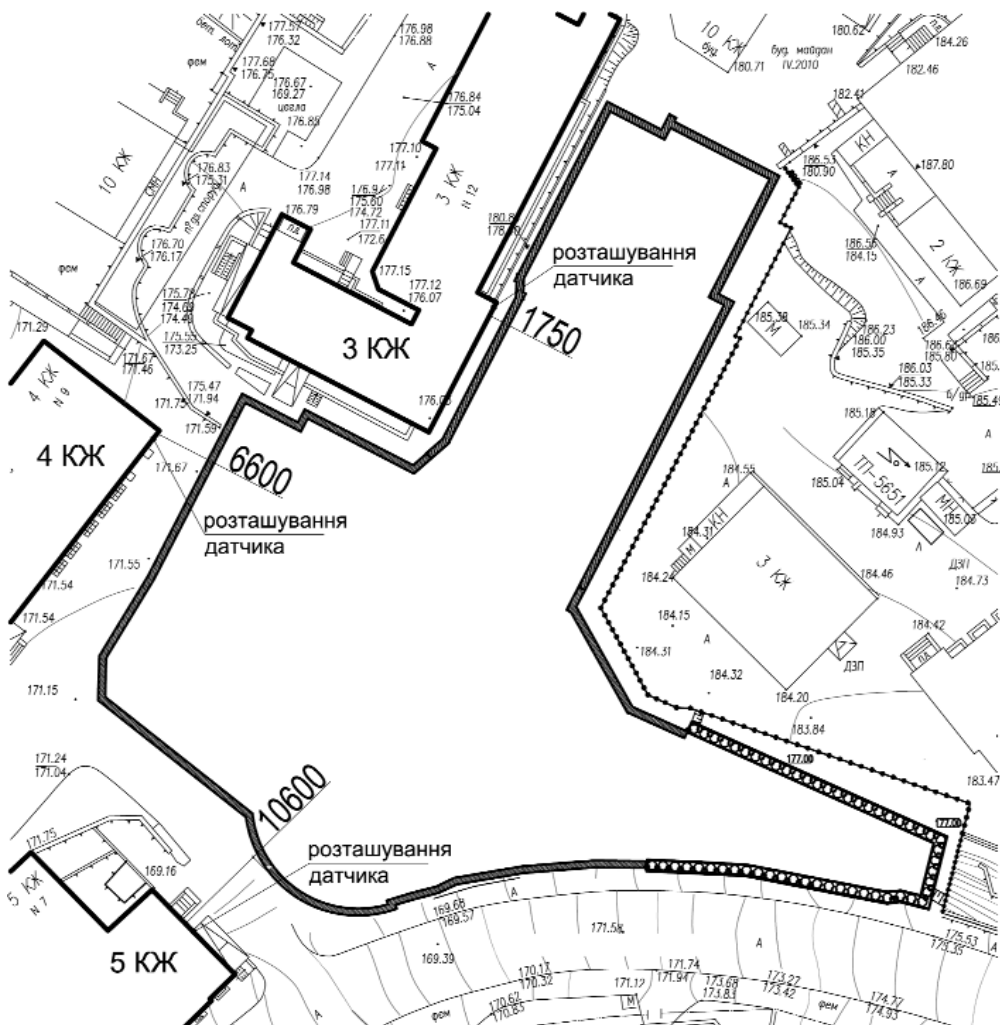
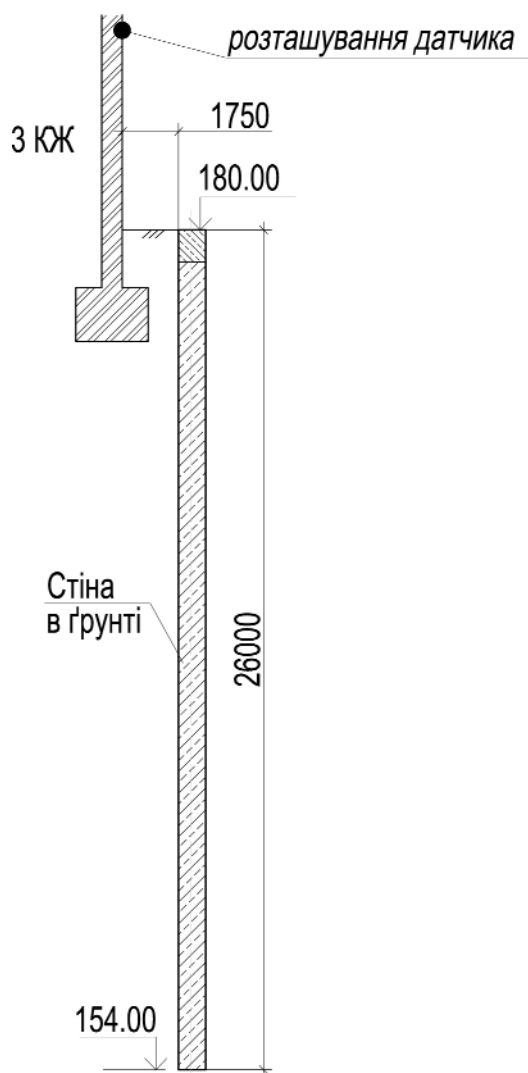


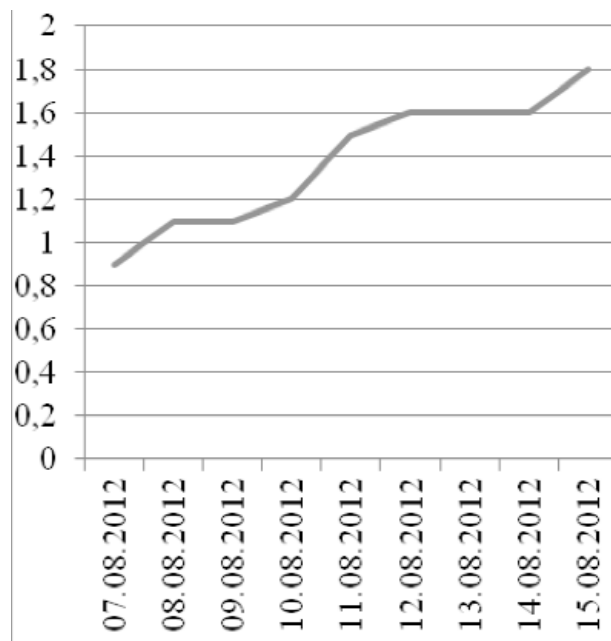
Рис. 1. План влаштування огорожі котловану та розташування будівель



**Рис. 2.** Розташування панелі "стіни в ґрунті" відносно стіни триповерхової будівлі

Найближче до огорожі котловану розташовувалась чотириповерхова цегляна будівля з підвалом і стрічковим фундаментом. Найменша відстань від стіни будівлі до огорожі котловану складала 1,75 м. Друга будівля — цегляна чотириповерхова з підвалом і стрічковим фундаментом. Найменша відстань від стіни будівлі до огорожі котловану складала 6,60 м. Третя будівля — цегляна п'ятиповерхова з підвалом і стрічковим фундаментом. Найменша відстань від стіни будівлі до огорожі котловану складала 10,60 м.

Науково-технічний супровід об'єкта будівництва включав також роботи з контролю за технологічними процесами, що виконувались на будівельному майданчику. Тому при зіставленні даних контролю за технологічними процесами на будмайданчику і даних автоматизованого моніторингу можливо зробити висновки щодо того, які тех-



**Графік 1.** Осідання фундаменту будівлі, розташованої на відстані 1,75 м від траншеї "стіни в ґрунті"

нологічні процеси мають найбільший вплив на виникнення деформацій у оточуючій забудові.

Фактично при влаштуванні котловану можливо виділити такі етапи, які впливають на деформації в оточуючій забудові: розробка траншеї "стіни в ґрунті" та влаштування панелей "стіни в ґрунті", поетапна розробка ґрунту до відміток влаштування елементів кріплення і їх встановлення, розробка ґрунту до дна котловану, влаштування залізобетонного каркаса підземної частини будівлі з заміною тимчасового кріплення огорожі котловану постійним.

При виконанні розрахунку огорожі котловану враховуються етапи розробки ґрунту в котловані, встановлення тимчасових кріплень та заміна тимчасових кріплень на постійні при зведенні конструкцій каркаса підземної частини будівлі.

Етап розробки траншеї під захистом бентонітового розчину та влаштування панелей "стіни в ґрунті", який супроводжується значними вібраціями від важкої будівельної техніки, розрахунково перевіряється тільки у вигляді додаткового навантаження від будівельних механізмів. Отже, при аналізі даних автоматизованого моніторингу оточуючих будинків виникла необхідність акцентувати увагу на деформаціях, які виникали під час розробки ґрунту в траншеї та влаштуванні панелей "стіни в ґрунті".

Для будівлі, що найбільш наближена до огорожі котловану, вертикальні деформації під час роз-

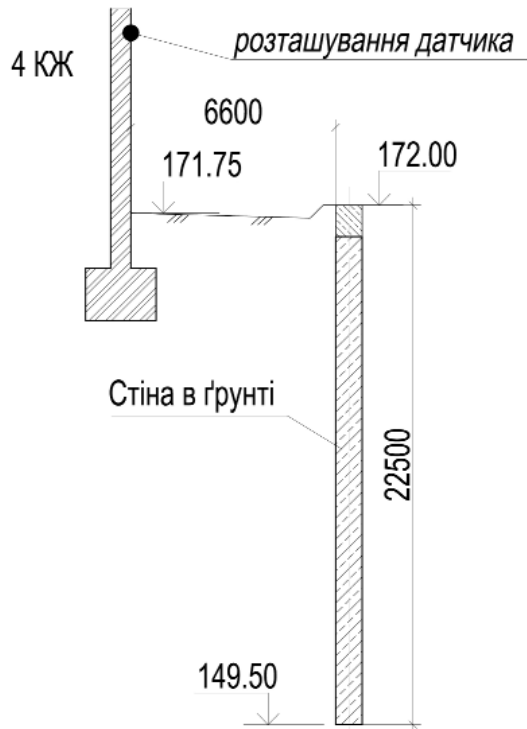


Рис. 3. Розташування панелі "стіни в ґрунті" відносно стіни чотириповерхової будівлі

робки траншеї "стіни в ґрунті" проявились відразу після початку розробки траншеї глибиною 26 м (рис. 2).

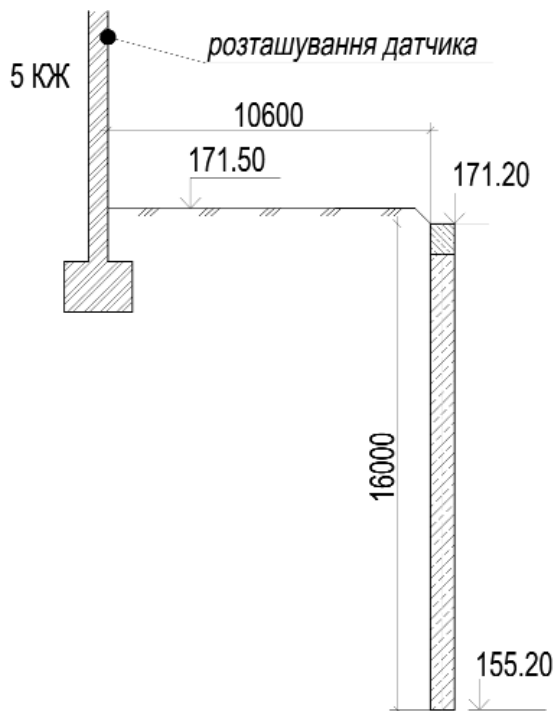
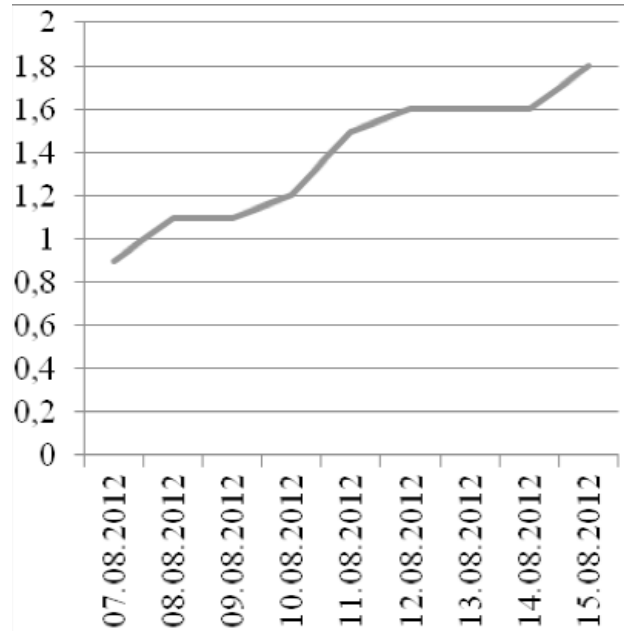


Рис. 4. Розташування панелі "стіни в ґрунті" відносно стіни п'ятиповерхової будівлі



Графік 2. Осідання фундаменту будівлі, розташованої на відстані 6,60 м від траншеї "стіни в ґрунті"

Приріст осідання за час розробки траншеї склав приблизно 1 мм. Динаміка розвитку осадки наведена на графіку 1.

В подальшому величина осідання стабілізувалась до початку розробки ґрунту всередині котловану.

Для будівлі, що розташована на відстані 6,60 м від огорожі котловану, вертикальні деформації під час розробки траншеї "стіни в ґрунті" проявились відразу після початку розробки траншеї глибиною 22,5 м (рис. 3).

Приріст осідання за час розробки траншеї склав приблизно 1 мм. Динаміка розвитку осідання наведена на графіку 2.

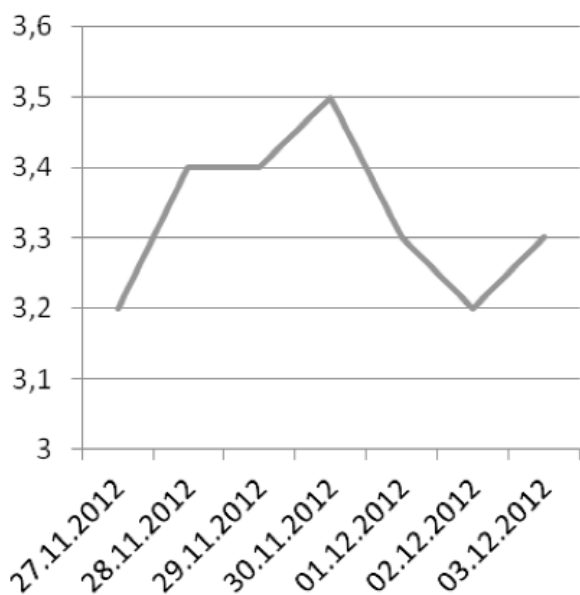
В подальшому величина осідання стабілізувалась до початку розробки ґрунту всередині котловану.

Для будівлі, що розташована на відстані 10,60 м від огорожі котловану, вертикальні деформації під час розробки траншеї "стіни в ґрунті" проявились відразу після початку розробки траншеї глибиною 16,0 м (рис. 4).

Приріст осідання за час розробки траншеї склав приблизно 0,3 мм. Динаміка розвитку осідання наведена на графіку 3.

В подальшому величина осідання стабілізувалась до початку розробки ґрунту всередині котловану.

Як видно з вищевказаних графіків, вплив розробки траншеї "стіни в ґрунті" на осідання оточу-



**Графік 3.** Осідання фундаменту будівлі, розташованої на відстані 10,60 м від траншеї "стіни в ґрунті"

ючих будинків не суттєвий, особливо на значній відстані від огорожі котловану. Але в зв'язку з тим, що така деформація відбулась за досить короткий період часу (до 5 діб), прояви деформацій фіксувались у вигляді розвитку тріщин на встановлених маяках.

Слід відмітити, що деформації будівель, зафіксовані автоматизованою системою під час розробки ґрунту в котловані, хоча мали і більші значення, але розвивались поступово, протягом значно більшого часу, що суттєво не впливало на розвиток тріщин на маяках.

На майданчику об'єкта будівництва, де виконувався автоматизований моніторинг, інженерно-геологічна структура представлена ґрунтами з сприятливими міцнісними характеристиками, ґрунтові води залягають нижче підшви фундаментів існуючої забудови на 2-3 м.

У більш складних інженерно-геологічних та гідрогеологічних умовах вплив спорудження траншеї "стіни в ґрунті" може бути більш суттєвим, що необхідно враховувати при проектуванні котлова-

ну та у комплексі заходів щодо захисту будівель, розташованих в зоні впливу будівництва.

Такими заходами можуть бути підсилення фундаментів існуючої будівлі (влаштування паль, розширення підшви фундаменту, підсилення ґрунтової основи тощо) або відокремлення ґрунтового масиву під існуючою будівлею від впливу будівництва за допомогою влаштування шпунтової огорожі, влаштування вертикальних "джет"-стін, вертикального закріплення ґрунтового масиву.

На етапі проектування заглибленої споруди в умовах ущільненої забудови, особливо за складних інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов, необхідно враховувати технологічний етап розробки траншеї "стіни в ґрунті" і розробляти комплекс заходів для забезпечення мінімізації цього впливу на оточуючу забудову.

#### ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.2-5:2007 "СНББ. Науково-технічний супровід будівельних об'єктів".

#### АННОТАЦІЯ

В статтю рассмотрено влияние на окружающую застройку устройства траншеи "стены в грунте" на одном из объектов строительства. Определялись деформации в зданиях в зависимости от расстояния между конструкциями существующей застройки и траншеи "стены в грунте".

Ключевые слова: деформации в зданиях, стена в грунте, окружающая застройка.

#### ANNOTATION

In the article analyzed the impact on the surrounding buildings device trench "wall in the ground" at one of the construction projects. We determined the strain in buildings, depending on the distance between the structures of existing buildings and trenches of the "wall in the ground."

Keywords: deformations in buildings, a wall in soil, surrounding building.

УДК 69:001.89

*П.Є. Григоровський, к.т.н.; Н.П. Чуканова, НДІБВ, Київ***МЕТОДИКА ВИБОРУ ЕФЕКТИВНИХ МЕТОДІВ МОНІТОРИНГУ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬ В ПРОЦЕСІ ЇХ ЕКСПЛУАТАЦІЇ****АНОТАЦІЯ**

У статті зроблена спроба раціонального вибору методів моніторингу технічного стану житлових будинків старої забудови. Визначені можливі дефекти будівельних конструкцій, їх можливі причини і можливі способи усунення.

Оцінка ступеня впливу методів моніторингу виконана методом експертної оцінки. У статті наведені таблиці анкет експертного опитування. Наведені гістограми ступеня впливу методів моніторингу. Достовірність отриманих даних підтверджується за допомогою критерію Пірсона.

Ключові слова: експертне опитування, критерій Пірсона, метод моніторингу, ранжування, термін життя будівель.

Термін життя будівель у значній мірі залежить від якості проектування, будівництва та їх експлуатаційної придатності. Довготривала експлуатація будівель забезпечується за рахунок сповільнення фізичного зношення шляхом реалізації заходів з технічної експлуатації (поточні та капітальні ремонти), які розробляються за результатами технічних оглядів та позапланові ремонти при визначенні загрози пошкоджень у процесі моніторингу її технічного стану.

Своєчасний моніторинг технічного стану будівлі має важливе значення для подовження терміну життя будівель. Раціональний метод дозволяє своєчасно і точно визначити дефекти технічного стану конструкцій, які піддаються зовнішнім впливам, фізичному та моральному зношенню, та передбачити можливість такого розвитку подій. В [1] проведено аналіз характерних дефектів і пошкоджень будівельних конструкцій та робиться спроба розробки методики експертної оцінки ступеня впливу конструкцій будівель на їх технічний стан [2, 3]. В результаті дослідження визначено, що найбільший вплив на технічний стан будівлі мають фундаменти та несучі стіни. Їх

пошкодження найбільш впливають на стан всієї будівлі.

Структурна схема процесу експлуатації будинку представлена на рис.1. Схема включає сам процес експлуатації, планові поточні та, за необхідності, капітальні ремонти. На схемі відображені всі періоди циклу експлуатації будівлі з обстеженнями, моніторингом, ремонтами та ліквідацією. Жирними лініями виділено процес прийняття рішення при раптовій появі дефектів будинку, в тому числі і при техногенній аварії та при початку будівництва в безпосередній близькості від будівлі. За результатами моніторингу технічного стану може бути прийняте рішення про:

- продовження експлуатації;
- розширення моніторингу до виявлення причин дефекту;
- усунення причин появи дефекту;
- проведення позапланового ремонту.

У цій статті робиться спроба раціонального вибору методів моніторингу технічного стану житлових будівель старої забудови, де можливості моніторингу обмежені, тому що встановлення датчиків при будівництві не було передбачено.

Для вибору раціонального методу моніторингу необхідно перш за все визначити можливі дефекти та пошкодження будівельних конструкцій, їх можливі причини та можливі заходи з їх усунення, провести аналіз методів та економічної ефективності моніторингу технічного стану. Для дослідження виберемо фундаменти, які найбільш впливають на технічний стан конструкції будівлі.

Деформації ґрунтових основ, ушкодження і дефекти фундаментів позначаються на технічному стані усіх будівельних конструкцій [4, 5].

Залежно від технічного стану ґрунтової основи і фундаментів програма детального обстеження може включати:

- дослідження гідрогеологічної обстановки в районі розташування будівлі або споруди і аналіз ґрунтових вод;
- визначення фізико-механічних властивостей ґрунтів основи в лабораторних або польових умовах;
- фіксацію фактичних розмірів фундаментів у плані, по висоті і в розрахункових перерізах;
- уточнення розрахункової схеми фундаментів і діючих навантажень;
- інструментально-візуальне виявлення осідань фундаментів і ґрунтів основи; сколювання захис-

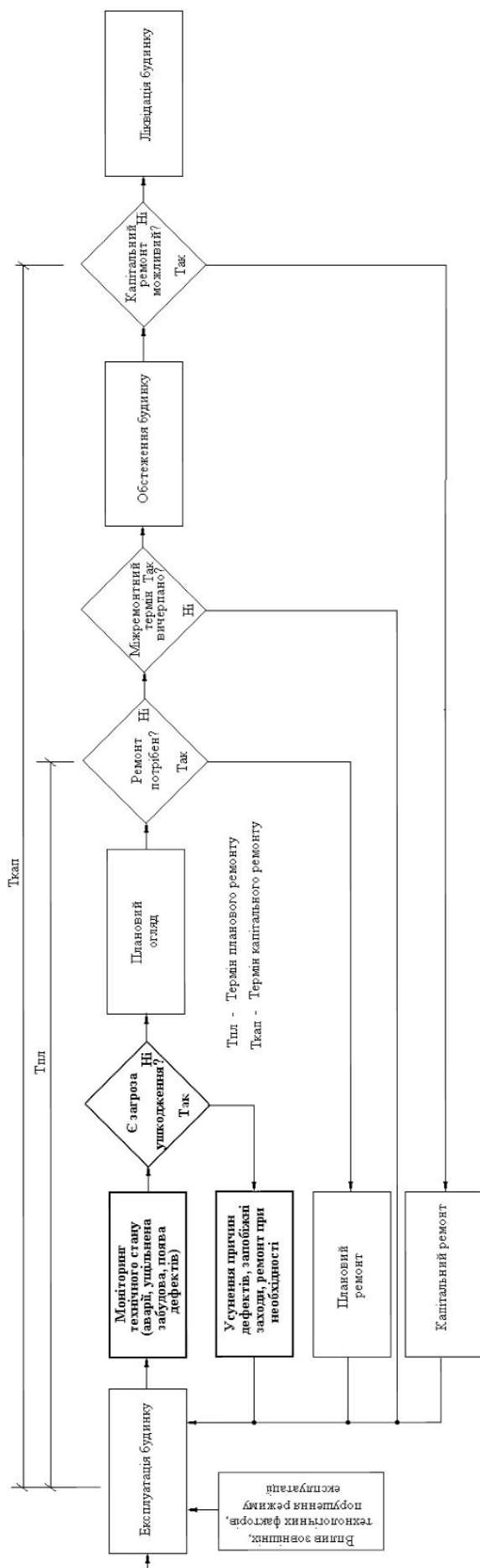


Рис. 1. Структурна схема процесу експлуатації будинку

ного шару; ушкоджень антикорозійного захисту і гідроізоляції, тріщин, висолування і іржі на поверхні фундаментів;

- лабораторне вивчення складу новоутворень у бетоні і арматурі при взаємодії з агресивним середовищем;

- обстеження голої арматури;

- визначення фізико-механічних властивостей матеріалу;

- дослідження параметрів коливань ґрунтової основи, фундаментів і підлоги;

- виконання перевірочних розрахунків здатності несучих підстав і фундаментів.

Дія стихійних явищ (вітер, зливи, землетрус) та техногенних чинників (аварії водопроводів, каналізації тощо) може викликати пошкодження будівельних конструкцій або будинку в цілому.

Ущільнена забудова, що практикується в останні роки, може викликати:

- зміни геологічного характеру: підвищення рівня ґрунтових вод, карстових утворень, порушення фізико-механічних характеристик основ будівель і інші негативні явища;

- механічні: навантаження: вібрації, удари, блукаючі струми тощо.

Прийняття ефективних рішень з подовження терміну безпечної експлуатації будівлі неможливо без наявності об'єктивної інформації про технічний стан будівель. Цю інформацію можна отримати шляхом моніторингу технічного стану будівлі, за результатами якого можуть бути прийняті рішення про:

- продовження експлуатації будівлі;

- продовження моніторингу;

- проведення більш поглибленого моніторингу;

- усунення причин можливого впливу на безпечну експлуатацію будівлі;

- проведення позапланового ремонту;

- заміни або підсилення елементів конструкцій.

Обсяг заходів визначають з точки зору ефективного продовження життя будинку з врахуванням вартості ремонту та остаточної вартості самої будівлі.

Найхарактернішими дефектами фундаментів та несучих стін є нерівномірне просідання і, як наслідок, викривлення горизонтальних ліній стін тощо. Техногенні аварії, ущільнена забудова може викликати зміну геологічних умов і, як наслідок, зміну рівня ґрунтових вод, замокання фундаменту та стін, просідання, тріщини тощо. Зміна характе-



ристик міцності матеріалів фундаменту може привести до викривлення стін, появи тріщин та руйнування фундаментів та стін.

Наслідки зміни геологічних умов можна визначити геотехнічним моніторингом. Мета геотехнічного моніторингу - проведення спостережень за станом основ фундаменту і масиву ґрунту своєчасним виявленням і розвитком наявних відхилень у експлуатації будівель. Своєчасний моніторинг сприяє усуненню можливих негативних наслідків, забезпечує збереження існуючої забудови, що знаходиться в зоні впливу техногенної аварії чи нового будівництва, сприяє своєчасному виявленню дефектів, попередженню і усуненню негативних процесів, а також оцінці правильності прийнятих рішень і результатів прогнозу.

Геотехнічний моніторинг стану ґрунтів включає:

- влаштування шурфів переважно поблизу фундаментів;
- буріння свердловин з відбором зразків ґрунту і води з визначенням рівня підземних вод;
- статичне та динамічне зондування ґрунтів;
- випробування ґрунтів штампами або пресиометрами (статичним навантаженням);
- випробування ґрунтів геофізичними методами;
- лабораторні дослідження фізико-механічних властивостей ґрунтів і хімічний аналіз підземних вод;
- камеральну обробку матеріалів.

Відхилення від вертикалі і викривлення у вертикальній площині стін можуть бути виміряні за допомогою виска і лінійки.

Зміщення по горизонталі від опорних точок, а також вертикальні переміщення визначаються вимірюванням за допомогою мірної стрічки та лінійки, геодезичним зніманням. За допомогою теодолітів можуть бути виміряні також нахили і витріщення стін.

Величини просідань, викривлень конструкцій і їх елементів вимірюються шляхом натягнення тонкого дроту між краями конструкції або її частинами, що не мають деформації, і вимірюванням відстані між дротом і поверхнею конструкції з допомогою лінійки.

Величини прогинів можуть бути визначені також за допомогою прогиномірів та гідростатичними рівнями.

Визначення кінетики розвитку деформацій здійснюється шляхом багатократних їх вимірю-

вань через певні інтервали часу (від однієї до 30 діб) залежно від швидкості розвитку деформації.

Мета спостереження за деформаціями полягає в тому, щоб встановити, чи стабілізувалися або продовжують розвиватися осідання будівлі. Якщо в процесі спостереження не були виявлені основні або найбільш вірогідні причини деформацій, то спостереження продовжують вести тривалий час.

При обстеженні кам'яної кладки фундаментів необхідно фіксувати міцність каменів, міцність розчину і його напружений стан.

При застосуванні неруйнівних методів випробувань визначення міцності на стискання розчину і каменю в конструкції може бути виконане методом класичної деформації, склерометрами тощо.

Міцність каменів може бути визначена неруйнівним методом за допомогою ультразвукових приладів.

При обстеженні будівель поблизу джерел динамічних навантажень, що викликають коливання прилеглих до них ділянок основи, необхідно проводити вібраційне обстеження. Вібраційне обстеження здійснюється з метою отримання фактичних даних про рівні коливань ґрунту і конструкцій фундаментів за наявності динамічних дій:

- від устаткування, що встановлено в будівлі або близько до будівлі;
- від наземного або підземного колісного і рейкового транспорту, що проходить, близько до будівлі;
- від будівельних робіт, у тому числі застосування забивних паль при реконструкції і новому будівництві;
- від інших джерел вібрації, що розташовані поблизу будівлі.

Для дослідження ступеня впливу видів моніторингу технічного стану будівлі застосовано метод експертної оцінки. Попередньо було зроблено аналіз факторів (пошкоджень) для фундаменту будинку. Кожна група факторів складається із сукупності підфакторів (видів моніторингу). Декомпозиція підгруп факторів представлена в третьому стовпчику таблиці 1.

Виявлення ушкоджень і дефектів фундаментів (осідання, сколювання і відшаровування захисного шару, стан гідроізоляції і антикорозійного захисту, корозія і міцність матеріалу фундаментів тощо) роблять зондуванням ґрунтової основи з відриванням шурфів для оголення поверхні фундаментів.

Таблиця 1. Характерні дефекти фундаментів та ґрунтових основ

Конструкція	Група факторів (види пошкодження)	Підгрупа факторів (види моніторингу)
Ф - Фундаменти та ґрунтові основи	<b>Ф1</b> – Поява дрібних ушкоджень цокольної частини, сколів, випадання окремих каменів в надземній частині цоколя і фундаментних стовпах.	<b>Ф1.1</b> – Візуальний огляд <b>Ф1.2</b> – Встановлення маяків чи використання цілемірів. Нагляд за динамікою розкриття тріщин. <b>Ф1.3</b> – Нагляд за динамікою розкриття тріщин. Вимірювання міцності цегляних та кам'яних конструкцій
	<b>Ф2</b> – Поява слідів зволоження цоколя і стін, витріцування окремих ділянок стін підвалу.	<b>Ф2.1</b> – Проходження шурфів <b>Ф2.2</b> – Буріння свердловин з визначенням рівня підземних вод <b>Ф2.3</b> – Статичне зондування ґрунтів <b>Ф2.4</b> – Випробування ґрунтів пресіометрами (статичним навантаженням) <b>Ф2.5</b> – Випробування ґрунтів геофізичними методами
	<b>Ф3</b> – Перекоси, витріцування цоколя, тріщини в цоколі, тріщини, сколи і випадання каменів в надземній частині стовпів. Нерівномірне осідання. Осідання ґрунтів навколо будівель.	<b>Ф3.1</b> – Візуальний огляд <b>Ф3.2</b> – Встановлення маяків чи використання цілемірів. Нагляд за динамікою розкриття тріщин. <b>Ф3.3</b> – Нагляд за динамікою розкриття тріщин. Вимірювання міцності цегляних та кам'яних конструкцій <b>Ф3.4</b> – Геодезичний нагляд за просіданнями <b>Ф3.5</b> – Гідростатичне нівелювання <b>Ф3.6</b> – Гідростатичне нівелювання за допомогою системи DSM <b>Ф3.7</b> – Автоматичне нівелювання тахеометром (система MONMOS)
	<b>Ф4</b> – Підтоплення територій навколо будівель, а також підвальних приміщень. Порушення зовнішнього водовідведення (відмостки, водостічні труби тощо), а також порушення цілісності вертикального планування	<b>Ф4.1</b> – Проходження шурфів <b>Ф4.2</b> – Буріння свердловин з визначенням рівня підземних вод <b>Ф4.3</b> – Статичне зондування ґрунтів <b>Ф4.4</b> – Випробування ґрунтів пресіометрами (статичним навантаженням) <b>Ф4.5</b> – Випробування ґрунтів геофізичними методами
	<b>Ф5</b> – Аварія побутових чи технологічних систем водопостачання і каналізації	<b>Ф5.1</b> – Проходження шурфів <b>Ф5.2</b> – Буріння свердловин з визначенням рівня підземних вод <b>Ф5.3</b> – Статичне зондування ґрунтів <b>Ф5.4</b> – Випробування ґрунтів пресіометрами (статичним навантаженням) <b>Ф5.5</b> – Випробування ґрунтів геофізичними методами
	<b>Ф6</b> – Будівельні роботи поблизу будівлі (ущільнена забудова)	<b>Ф6.1</b> – Візуальний огляд <b>Ф6.2</b> – Геодезичний нагляд за просіданнями <b>Ф6.3</b> – Гідростатичне нівелювання <b>Ф6.4</b> – Гідростатичне нівелювання за допомогою системи DSM <b>Ф6.5</b> – Автоматичне нівелювання тахеометром (система MONMOS)

Якщо нижче подошви фундаментів виявлені насипні, заторфовані, рихлі піщані, порохняно-глинисті ґрунти текучої і текучопластичної консистенції або інші слабкі ґрунти, в шурфах мають бути закладені розвідувальні свердловини.

Фізико-механічні характеристики ґрунтів підстав визначають в лабораторних або полігонних умовах наступними методами:

- статичним зондуванням;
- динамічним зондуванням;
- зондуванням з використанням крильчаток для випробування ґрунту на обертальний зріз;
- гвинтовими штампами;
- радіальними і лопатевими пресіометрами.

Для визначення міцності каменю у фундаментах за механічними характеристиками його поверхневого шару використовують еталонний молоток Кашкарова або подібні пристрої.

Для точнішого виміру міцності масиву фундаментів і виявлення прихованих в них дефектів використовують неруйнівні методи (акустичний; радіометричний; магнітометричний тощо).

Ступінь впливу моніторингу на точність та своєчасність одержання результату оцінити досить складно, бо чітких критеріїв для цього немає. Оцінку ступеня впливу методів моніторингу на технічний стан будівлі виконано методом експертної оцінки [6, 7] спеціалістами, що займаються обстеженням технічного стану будівель.

Для проведення експертного опитування була сформована група експертів у складі 12 чоловік (К) – один доктор технічних наук, три кандидати технічних наук та вісім інженерів з досвідом роботи з обстеження технічного стану будівель не менше 5 років (рівень компетентності складає від 0,7 до 0,95 [1]).

Кількість експертів визначено з врахуванням максимальної кількості факторів, що аналізуються (N=8), та з врахуванням умови  $K > N$ .

Опитування експертів виконано з допомогою анкет, які містять перелік методів моніторингу технічного стану фундаменту (таблиці 2 – 7).

Ранжування виконано з допомогою натуральних чисел у межах кількісного складу об'єктів дослідження (від 1 до n, де n – кількість методів моніторингу для даного фактора впливу).

При ранжуванні експерт повинен розташувати об'єкти (методи моніторингу) в порядку, який здається йому найбільш раціональним, і приписати кожному з них числа натурального ряду – ран-

ги. При цьому ранг n отримує найбільш прийнятна альтернатива, а ранг 1 – найменш прийнятна. Отже, порядкова шкала, що отримується в результаті ранжування, повинна задовольняти умові рівності числа рангів N числу об'єктів, що ранжуються n.

У разі, якщо експерт вважає ранг декількох об'єктів однаковим, він привласнює їм однакові (пов'язані) ранги. Присвоєння рангів виконується таким чином, щоб сума рангів ( $\Sigma R$ ) дорівнювала сумі натурального ряду чисел, яка визначається за формулою [6]:

$$\Sigma R = N(N+1)/2, \quad (1)$$

де N – загальна кількість об'єктів дослідження – підгруп фактора.

При ранжуванні в порядковій шкалі узгодженість оцінок експертів ґрунтується на понятті компактності. Для цього звичайно використовується міра узгодженості думок експертів – дисперсійний коефіцієнт конкордації (коефіцієнт згоди), який розраховується за формулою [8]:

$$w = 12 \Sigma Q_i^2 / (K^2(N^3 - N) - K \Sigma U_j), \quad (2)$$

де  $Q_i^2$  – загальна варіація вибірки:

$$\Sigma Q_i^2 = \Sigma (\Sigma r_{ij} - \bar{r})^2,$$

де  $\Sigma r_{ij}$  – сума рангів, що призначені i-му об'єкту всіма експертами;

$\bar{r}$  – середня сума рангів:

$$\bar{r} = (1/N) \Sigma \Sigma r_{ij},$$

K – кількість експертів, що брали участь в опитуванні;

N – загальна кількість об'єктів дослідження;

$U_j$  – показник, який враховує кількість пов'язаних рангів (однакових рангів у кожного експерта):

$$U_j = \Sigma (u_{sj}^3 - u_{sj}),$$

де  $u_{sj}$  – кількість пов'язаних (однакових) рангів в s – й групі j – го експерта.

Коефіцієнт конкордації змінюється в межах від нуля до одиниці. Якщо він дорівнює одиниці ( $w = 1$ ), то говорять про повну узгодженість оцінок експертів, якщо  $w = 0$ , – говорять про повне розходження думок експертів.

Оцінки об'єктів, які отримані в результаті обробки експертних оцінок, є випадковими величинами. Тому необхідно оцінювати надійність (достовірність, рівень значущості) результатів експертизи. Для визначення рівня значущості використовується так званий критерій згоди Пірсона ( $\chi^2$  – хі – квадрат). Послідовність визначення рівня значущості за цим критерієм полягає в наступному:

Таблиця 2. Матриця рангів для фактора Ф1

Номер експерта, j=(1, K)	Об'єкт дослідження, i=(1, N)							S	U <sub>sj</sub>	U <sub>j</sub>
	Ф1.1	Ф1.2	Ф1.3							
1	1	2,5	2,5					1	2	6
2	1	2	3					0	0	0
3	1	2	3					0	0	0
4	1	3	2					0	0	0
5	1	2	3					0	0	0
6	1	2	3					0	0	0
7	1	2,5	2,5					1	2	6
8	1	2	3					0	0	0
9	1	2	3					0	0	0
10	1	3	2					0	0	0
11	1	2,5	2,5					1	2	6
12	1	2	3					0	0	0
Сума рангів, $\sum r_{ij}$	12	27,5	32,5					$\sum U_j = \sum \sum (u_{sj}^3 - u_{sj}) = 18$		
Квадрат відхилення, $(\sum r_{ij} - \bar{r})^2$	144	12,25	72,25					$\bar{r} = (1/N) \sum \sum r_{ij} = 24$		
Загальна варіація, $\sum Q^2 = \sum (\sum r_{ij} - \bar{r})^2 = 228,5$										
Коефіцієнт конкордації, $w = 12 \sum Q_i^2 / (K^2(N^3 - N) - K \sum U_j) = 0,84$										
Критерій Пірсона, за наявності пов'язаних рангів: $\chi_p^2 = 12 \sum Q_i^2 / (KN(N+1) - \sum U_j(N-1)) = 20,31$										
за відсутності пов'язаних рангів: $\chi_p^2 = K(N-1)w$										

Таблиця 3. Матриця рангів для фактору Ф2

Номер експерта, j=(1, K)	Об'єкт дослідження, i=(1, N)						S	U <sub>sj</sub>	U <sub>j</sub>	
	Ф2.1	Ф2.2	Ф2.3	Ф2.4	Ф2.5					
1	4	5	3	2	1		0	0	0	
2	2	5	3,5	3,5	1		1	2	6	
3	4	5	2,5	2,5	1		1	2	6	
4	3	5	4	2	1		0	0	0	
5	3	5	4	2	1		0	0	0	
6	4	5	3	2	1		0	0	0	
7	3	5	2	4	1		0	0	0	
8	3	5	4	2	1		0	0	0	
9	3	5	4	2	1		0	0	0	
10	3	5	4	2	1		0	0	0	
11	3	5	4	2	1		0	0	0	
12	3	5	4	2	1		0	0	0	
Сума рангів, $\sum r_{ij}$	38	60	42	28	12			$\sum U_j = \sum \sum (u_{sj}^3 - u_{sj}) = 12$		
Квадрат відхилення, $(\sum r_{ij} - \bar{r})^2$	4	576	36	64	576			$\bar{r} = (1/N) \sum \sum r_{ij} = 36$		
Загальна варіація, $\sum Q^2 = \sum (\sum r_{ij} - \bar{r})^2 = 1256$										
Коефіцієнт конкордації, $w = 12 \sum Q_i^2 / (K^2(N^3 - N) - K \sum U_j) = 0,88$										
Критерій Пірсона, за наявності пов'язаних рангів: $\chi_p^2 = 12 \sum Q_i^2 / (KN(N+1) - \sum U_j(N-1)) = 42,22$										
за відсутності пов'язаних рангів: $\chi_p^2 = K(N-1)w$										

Таблиця 4. Матриця рангів для фактора Ф3

Номер експерта, j=(1, K)	Об'єкт дослідження, i=(1, N)							S	U <sub>sj</sub>	U <sub>j</sub>
	Ф3.1	Ф3.2	Ф3.3	Ф3.4	Ф3.5	Ф3.6	Ф3.7			
1	1	2	3	4	5	7	6	0	0	0
2	1	2	3	4,5	4,5	7	6	1	2	6
3	1	2	3	4	5	7	6	0	0	0
4	1	3	2	4	5	7	6	0	0	0
5	1	2	3	4	5	7	6	0	0	0
6	1	3	2	5	4	7	6	0	0	0
7	1	2	3	4	5	7	6	0	0	0
8	1	2	3	4	5	7	6	0	0	0
9	1	2	3	5	4	7	6	0	0	0
10	1	3	2	4,5	4,5	7	6	1	2	6
11	1	2	3	4	5	7	6	0	0	0
12	1	2	3	4	5	7	6	0	0	0
Сума рангів, $\sum r_{ij}$	12	27	33	51	57	84	72	$\sum U_j = \sum \sum (u_{sj}^3 - u_{sj}) = 12$		
Квадрат відхилення, $(\sum r_{ij} - \bar{r})^2$	1296	441	225	9	81	1296	576	$\bar{r} = (1/N) \sum \sum r_{ij} = 48$		
Загальна варіація, $\sum Q^2 = \sum (\sum r_{ij} - \bar{r})^2 = 3924$										
Коефіцієнт конкордації, $w = 12 \sum Q_i^2 / (K^2(N^3 - N) - K \sum U_j) = 0,97$										
Критерій Пірсона, за наявності пов'язаних рангів: $\chi_p^2 = 12 \sum Q_i^2 / (KN(N+1) - \sum U_j(N-1)) = 70,28$ за відсутності пов'язаних рангів: $\chi_p^2 = K(N-1)w$										

Таблиця 5. Матриця рангів для фактора Ф4

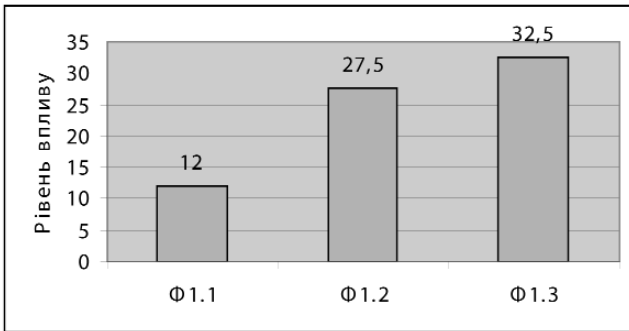
Номер експерта, j=(1, K)	Об'єкт дослідження, i=(1, N)						S	U <sub>sj</sub>	U <sub>j</sub>	
	Ф4.1	Ф4.2	Ф4.3	Ф4.4	Ф4.5					
1	4	5	3	2	1		0	0	0	
2	2	5	3,5	3,5	1		1	2	6	
3	4	5	2,5	2,5	1		1	2	6	
4	3	5	4	2	1		0	0	0	
5	3	5	4	2	1		0	0	0	
6	4	5	3	2	1		0	0	0	
7	3	5	2	4	1		0	0	0	
8	3	5	4	2	1		0	0	0	
9	3	5	4	2	1		0	0	0	
10	3	5	4	2	1		0	0	0	
11	3	5	4	2	1		0	0	0	
12	3	5	4	2	1		0	0	0	
Сума рангів, $\sum r_{ij}$	38	60	42	28	12		$\sum U_j = \sum \sum (u_{sj}^3 - u_{sj}) = 12$			
Квадрат відхилення, $(\sum r_{ij} - \bar{r})^2$	4	576	36	64	576		$\bar{r} = (1/N) \sum \sum r_{ij} = 36$			
Загальна варіація, $\sum Q^2 = \sum (\sum r_{ij} - \bar{r})^2 = 1256$										
Коефіцієнт конкордації, $w = 12 \sum Q_i^2 / (K^2(N^3 - N) - K \sum U_j) = 0,88$										
Критерій Пірсона, за наявності пов'язаних рангів: $\chi_p^2 = 12 \sum Q_i^2 / (KN(N+1) - \sum U_j(N-1)) = 42,22$ за відсутності пов'язаних рангів: $\chi_p^2 = K(N-1)w$										

Таблиця 6. Матриця рангів для фактора Ф5

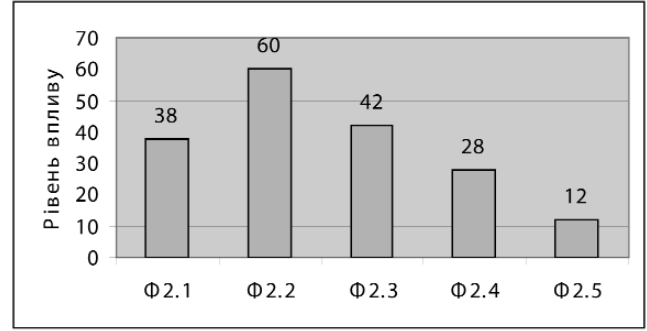
Номер експерта, j=(1, K)	Об'єкт дослідження, i=(1, N)						S	U <sub>sj</sub>	U <sub>j</sub>
	Ф5.1	Ф5.2	Ф5.3	Ф5.4	Ф5.5				
1	4	5	3	2	1		0	0	0
2	2	5	3,5	3,5	1		1	2	6
3	4	5	2,5	2,5	1		1	2	6
4	3	5	4	2	1		0	0	0
5	3	5	4	2	1		0	0	0
6	4	5	3	2	1		0	0	0
7	3	5	2	4	1		0	0	0
8	3	5	4	2	1		0	0	0
9	3	5	4	2	1		0	0	0
10	3	5	4	2	1		0	0	0
11	3	5	4	2	1		0	0	0
12	3	5	4	2	1		0	0	0
Сума рангів, $\sum r_{ij}$	38	60	42	28	12		$\sum U_j = \sum \sum (u_{sj}^3 - u_{sj}) = 12$		
Квадрат відхилення, $(\sum r_{ij} - \bar{r})^2$	4	576	36	64	576		$\bar{r} = (1/N) \sum \sum r_{ij} = 36$		
Загальна варіація, $\sum Q^2 = \sum (\sum r_{ij} - \bar{r})^2 = 1256$									
Коефіцієнт конкордації, $w = 12 \sum Q_i^2 / (K^2(N^3 - N) - K \sum U_j) = 0,88$									
Критерій Пірсона, за наявності пов'язаних рангів: $\chi^2_p = 12 \sum Q_i^2 / (KN(N+1) - \sum U_j(N-1)) = 42,22$									
за відсутності пов'язаних рангів: $\chi^2_p = K(N-1)w$									

Таблиця 7. Матриця рангів для фактора Ф6

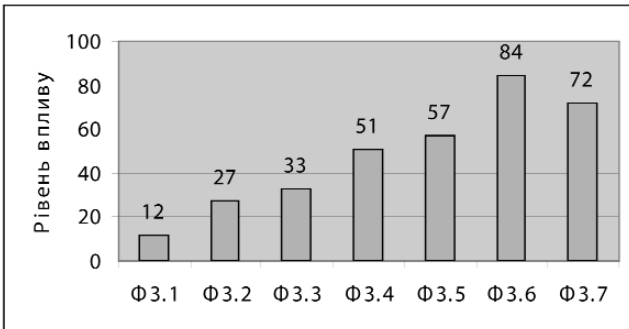
Номер експерта, j=(1, K)	Об'єкт дослідження, i=(1, N)						S	U <sub>sj</sub>	U <sub>j</sub>
	Ф6.1	Ф6.2	Ф6.3	Ф6.4	Ф6.5				
1	1	3	2	5	4		0	0	0
2	1	2	3	4	5		0	0	0
3	1	2	3	4	5		0	0	0
4	1	2	3	5	4		0	0	0
5	1	2	3	5	4		0	0	0
6	1	2	3	5	4		0	0	0
7	1	3	2	4	5		0	0	0
8	1	2	3	4	5		0	0	0
9	1	2	3	5	4		0	0	0
10	1	2	3	5	4		0	0	0
11	1	2	3	5	4		0	0	0
12	1	2	3	5	4		0	0	0
Сума рангів, $\sum r_{ij}$	12	26	34	56	52		$\sum U_j = \sum \sum (u_{sj}^3 - u_{sj}) = 0$		
Квадрат відхилення, $(\sum r_{ij} - \bar{r})^2$	576	100	4	400	256		$\bar{r} = (1/N) \sum \sum r_{ij} = 36$		
Загальна варіація, $\sum Q^2 = \sum (\sum r_{ij} - \bar{r})^2 = 1336$									
Коефіцієнт конкордації, $w = 12 \sum Q_i^2 / (K^2(N^3 - N) - K \sum U_j) = 0,93$									
Критерій Пірсона, за наявності пов'язаних рангів: $\chi^2_p = 12 \sum Q_i^2 / (KN(N+1) - \sum U_j(N-1))$									
за відсутності пов'язаних рангів: $\chi^2_p = K(N-1)w = 44,53$									



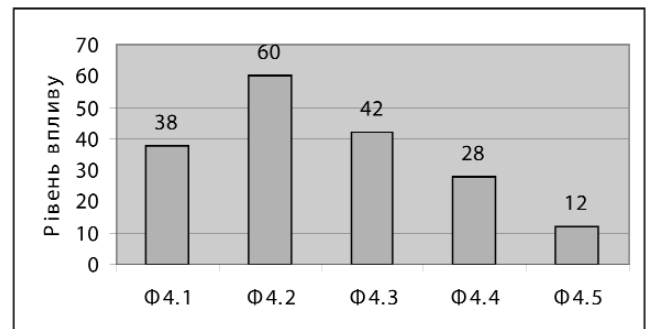
**Рис. 2.** Гістограма ступеня впливу методів моніторингу на технічний стан будівлі для фактора впливу Φ1



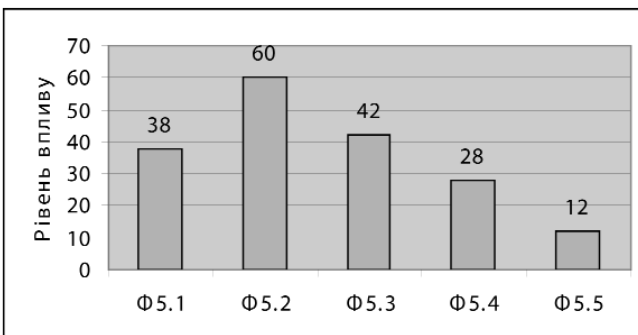
**Рис. 3.** Гістограма ступеня впливу методів моніторингу на технічний стан будівлі для фактора впливу Φ2



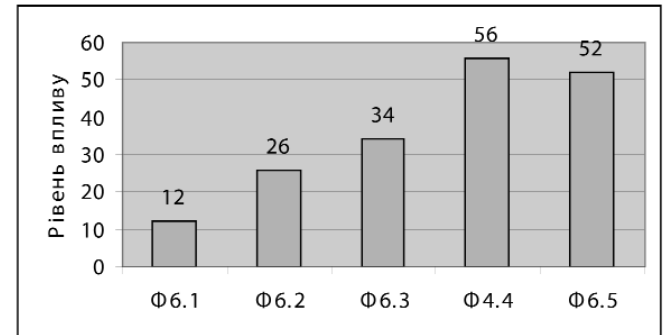
**Рис. 4.** Гістограма ступеня впливу методів моніторингу на технічний стан будівлі для фактора впливу Φ3



**Рис. 5.** Гістограма ступеня впливу методів моніторингу на технічний стан будівлі для фактора впливу Φ4



**Рис. 6.** Гістограма ступеня впливу методів моніторингу на технічний стан будівлі для фактора впливу Φ5



**Рис. 7.** Гістограма ступеня впливу методів моніторингу на технічний стан будівлі для фактора впливу Φ6

розраховується значення за формулою:  
за наявності пов'язаних рангів:

$$\chi^2_p = 12 \sum Q^2_j / (KN)(N+1) - \sum U_j / (N-1), \quad (3)$$

за відсутності пов'язаних рангів:

$$\chi^2_p = K(N-1)w. \quad (4)$$

Розрахований критерій  $\chi^2_p$  порівнюється з теоретичним значенням критерію Пірсона  $\chi^2_{1-a}(m)$ , який береться з таблиці 2.2а [9] для заданого числа ступенів свободи ( $m = N - 1$ ) і рівня значущості  $a = 0,05$ .

Якщо розраховане значення критерію Пірсона більше за теоретичне,  $\chi^2_p > \chi^2_{1-a}(m)$ , то гіпотеза про наявність узгодженості в оцінках експертів не відкидалась з прийнятим рівнем значущості  $a$  і цей показник вважається значимим, а група експертів репрезентативною.

Коефіцієнт конкордації для всіх факторів Φ1 – Φ6 лежить в межах від 0,84 до 0,97, що говорить про досить високу узгодженість оцінок експертів.

Теоретичне значення критерію Пірсона складає:

- для фактора Ф1 –  $\chi^2_{1-a}(3-1) = 0,103 < 20,31$ ;
- для фактора Ф2 –  $\chi^2_{1-a}(5-1) = 0,711 < 42,22$ ;
- для фактора Ф3 –  $\chi^2_{1-a}(7-1) = 1,635 < 70,28$ ;
- для фактора Ф4 –  $\chi^2_{1-a}(5-1) = 0,711 < 42,22$ ;
- для фактора Ф5 –  $\chi^2_{1-a}(5-1) = 0,711 < 42,22$ ;
- для фактору Ф6 –  $\chi^2_{1-a}(5-1) = 0,711 < 44,53$ .

Таким чином, для рівня значущості  $a = 0,05$  для всіх факторів виконується умова, що розраховане значення критерію Пірсона більше за теоретичне ( $\chi^2_p > \chi^2_{1-a}(m)$ ), тобто гіпотеза про наявність узгодженості в оцінках експертів не відкидалась, а група експертів вважається репрезентативною.

Гістограми ступеня впливу методів моніторингу на технічний стан будівлі, на узгоджену думку експертів, наведено на рис. 2 – 7.

Представлені гістограми характеризують вплив методів моніторингу на визначення технічного стану будівель з точки зору експертів, які у своїх висновках враховували свій досвід, можливість одержання результатів моніторингу своєчасно з достатньою точністю. Проте у цих висновках не враховуються економічні та деякі технічні показники. На застосування тих чи інших засобів моніторингу має велике значення вартість цих засобів з врахуванням залишкової вартості будівлі та можливої наявності таких засобів у виконавця робіт. Однак розгляд цих факторів виходить за рамки цієї статті.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Григоровський П.Є., Кослап П.О., Чуканова Н.П. Вибір будівельних конструкцій, які дають найбільший вплив на довговічність старої будівлі в разі раптових пошкоджень.
2. Райхман Э.П., Азгольдов Г.Г. Экспертные методы в оценке качества товаров. — М.: Экономика, 1974. — 151 с.
3. Литвак Б.Г. Экспертная оценка и принятие решений. — М.: Патент, 1996. - 271 с.
4. Ремнев В.В., Морозов А.С., Тонких Г.П. Обследование технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений: Учебное пособие для вузов ж.-д. транспорта. — М.: Маршрут, 2005. — 196 с.
5. ВСН 53-86(р) Правила оценки физического износа жилых зданий.

6. Бешелев С.Д., Гурвич Ф.Г. Математико-статистические методы экспертных оценок. М.: Статистика, 1980. - 263 с.

7. Евланов Л. Г. Экспертные оценки в управлении / Л. Г. Евланов, В. А. Кутузов. - М.: Экономика, 1978. - 133 с.

8. Павлов А.Н., Соколов Б.В. Методы обработки экспертной информации: /учебно-метод. пособие/ ГУАП. СПб., 2005. 42 с.

9. Таблицы математической статистики. Большев Л.Н., Смирнов Н.В. - М.: Наука. Главная редакция физико-математической литературы, 1983. - 416 с.

#### АННОТАЦИЯ

В статье сделана попытка рационального выбора методов мониторинга технического состояния жилых зданий старой постройки. Определены возможные дефекты строительных конструкций, их возможные причины и возможные средства устранения.

Оценка степени влияния методов мониторинга выполнена методом экспертной оценки. В статье приведены таблицы анкет экспертного опроса. Приведены гистограммы степени влияния методов мониторинга. Достоверность полученных данных подтверждается с помощью критерия Пирсона.

Ключевые слова: экспертный опрос, критерий Пирсона, метод мониторинга, ранжирование, срок жизни зданий.

#### ANNOTATION

The paper attempts a rational choice of methods for monitoring the technical condition of residential buildings of the old buildings. The possible structural defects and their possible causes and possible means of addressing.

Assessment of the influence of methods of monitoring carried out by peer review. This paper presents tables of the expert survey questionnaires. Shows histograms of the degree of influence of monitoring methods. The reliability of the data is confirmed by Pearson.

Keywords: expert poll, Pearson's criterion, monitoring method, ranging, term of life of buildings.



УДК 624.13;725

О.М. Галінський, к.т.н.; О.М. Чернухін, к.т.н.;  
С.А. Марчук; В.М. Хоменко, НДІБВ, Київ

## ОСОБЛИВОСТІ ТИМЧАСОВОЇ ОГОРОЖІ БУДІВЕЛЬНОГО КОТЛОВАНУ "ХОЛОДНОЇ ЗОНИ" НСК "ОЛІМПІЙСЬКИЙ" У КИЄВІ

### АНОТАЦІЯ

В статті розглянуті особливості конструкції, технологія та механізми, які застосовувалися при влаштуванні шпунтової огорожі будівельного котловану "холодної зони" при реконструкції НСК "Олімпійський".

Розглянуто недоліки конструкції та технології влаштування огорожі котловану та запропоновано способи їх вирішення в рамках наукового супроводу.

Показано необхідність додаткового розрахунку дощатої забірки з урахуванням тиску на неї перезволоженого ґрунту.

Запропоновано розрахунок максимально допустимої висоти отвору між стояками підпірної

стінки, в межах якої слід починати укладання дощок забірки.

Ключові слова: НСК "Олімпійський", "холодна зона", котлован, тимчасова огорожа, стояк, дощата забірка, розрахунок.

Під час реконструкції НСК "Олімпійський" до Євро-2012 на його території проводилося будівництво підземних споруд різного призначення, у тому числі підземної споруди, що розташована навколо стадіону для розташування технічних приміщень. Ця споруда мала назву "холодна зона" (надалі ХЗ).

Для будівництва "холодної зони" було розроблено будівельний котлован шириною 15,7-19,9 м, глибиною від 5 до 6 м. Цей котлован дугоподібно охоплював трибуни стадіону з боку Черепанової гори (Рис. 1). За даними інженерно-геологічних вишукувань інституту "КиївГео" ґрунти, що були в котловані ХЗ, представлені супісками та дрібнозернистими пісками.

Складність ситуації полягала в тому, що котлован розроблювався частково на відстані 1-2 м від фундаментів пілонів трибуни верхнього ярусу (рис. 2). З боку Черепанової гори на бермі шири-

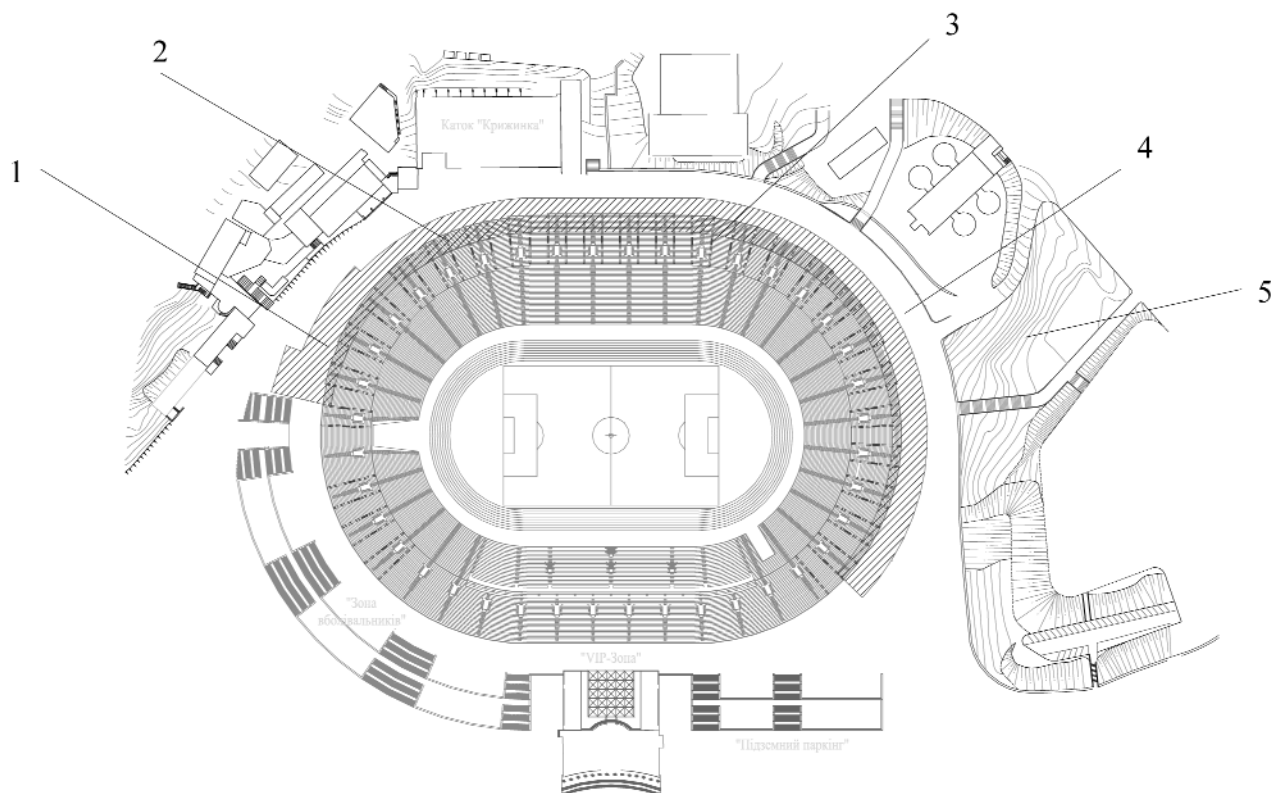
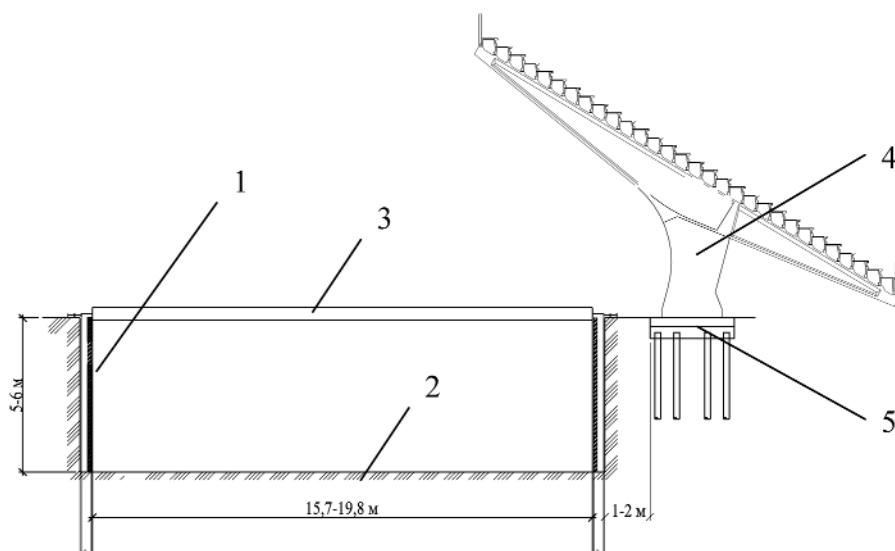


Рис. 1. План розташування котловану "холодної зони" на території НСК "Олімпійський":

1 – котлован "холодної зони"; 2 – трибуна верхнього ярусу; 3 – пілон трибуни верхнього ярусу, 4 – об'їзна дорога, 5 – схили Черепанової гори



**Рис. 2.** Розташування котловану "холодної зони" відносно пілонів трибуни верхнього ярусу:  
1 – огорожа котловану, 2 – дно котловану, 3 – розпірка, 4 – пілон, 5 – фундамент пілону

ною близько 5 м до котловану примикала єдина об'їзна дорога для проїзду будівельної техніки. Головна небезпека, яку необхідно було уникнути при влаштуванні котловану ХЗ, полягала в тому, щоб не допустити найменшого зміщення фундаментів пілонів трибуни верхнього ярусу.

Існує велика кількість сучасних способів огорожі будівельних котлованів, які використовуються в умовах щільної забудови, таких, як підпірні стіни з паль, стіни, що виконуються способом "стіна в ґрунті" та інші. Але при дуже стислих термінах, що були відведені для влаштування огорожі котловану ХЗ, перевагу було надано конструкціям, що складаються з металевих стояків з дерев'яною забіркою. Головною перевагою цих конструкцій є простота виконання та можливість прийняття проектних навантажень відразу після завершення будівельних робіт та порівняно невисока вартість.

Загальна довжина тимчасових огорож котлованів, що були виконані при реконструкції НСК "Олімпійський", та утримуючих підпірних стін зсувних схилів Черепанової гори склала близько 2,75 км, з яких близько 1 км припало на огорожу котловану "холодної зони".

За проектом інституту "Київоргбуд" тимчасова огорожа котловану ХЗ являла собою підпірну стінку, що складалася з металевих стояків, дерев'яної забірки та металевого обв'язувального пояса (рис. 3).

Стояки і обв'язувальний пояс були запроектовані із металевих двотаврів № 36М, а забірка з сос-

нових дощок товщиною 50 мм.

У зв'язку з тим, що котлован являв собою дугоподібну в плані форму, крок стояків з боку пілонів був прийнятий 1,0 м, а з боку Черепанової гори — 1,2 м.

Стійкість стінки забезпечувалася зануренням стояків нижче дна котловану на 4-6 м та розпірками з сталевих труб  $\varnothing 630$ , які встановлювалися на рівні майбутнього перекриття споруди ХЗ у створі з пілонами через 10 м.

Роботи з влаштування огорожі котловану ХЗ виконувала фірма "Паля". Розміщення котловану ХЗ під нависаючими трибунами верхнього ярусу не дозволяло застосувати вилогогабаритну техніку, тому буріння свердловин для встановлення в них стояків виконувалося малогабаритними пересувними верстатами марок РБУ-2М та DESTA-900. Висота цих верстатів не перевищувала 4 м, а бурова колона складалася з окремих шнеків довжиною до 1,5 м (рис. 4). Всього було задіяно 6 бурових установок. Одна бурова установка виконувала 8-10 свердловин за робочу зміну. Стояки занурювались в свердловину поступово з окремих елементів довжиною 2,5-5 м (рис. 5). До встановлених у свердловини стояків з зовнішнього боку котловану приварювався обв'язувальний пояс з двох двотаврів. По мірі розробки котловану між стояками встановлювалася дощата забірка.

У процесі наукового супроводу влаштування котловану ХЗ та його огорожі співробітниками НДІБВ виконано розрахунок підпірної стіни, яким встановлено недостатню несучу здатність



**Рис. 3.** Елементи огорожі котловану ХЗ:  
 1-стояк з двотавру №36М, 2-забірка з дощок товщиною 50 мм.,  
 3-розпірка з металевої труби  $\varnothing$  630 мм, 4-обв'язувальний пояс з двох двотаврів №36М

обв'язувального поясу. Було рекомендовано зменшити крок розпірних конструкцій до 10 м, а обв'язувальний пояс запропоновано влаштувати з внутрішнього боку котловану.

В складі наукового супроводу було розроблено технологічну карту, у відповідності з якою ґрунт повинен розроблятися горизонтальними шарами висотою 1-1,5 м. Причому розробка наступного шару

ґрунту дозволялася тільки після вкладання забірки за полиці стояків у межах попереднього шару.

Під час буріння шнекові секції бурових установок РБУ-2М та DESTA-900 з'єднувалися шарнірно через втулку, внаслідок чого певна кількість свердловин і відповідно стояків ще на етапі будівництва виконувалась з видимим відхиленням в бік котловану на величину 15-30 см. Це мог-



**Рис. 4.** Буріння свердловини та дістання шнекової колони зі свердловини:  
 1 – шнекова колона 2 – бурова установка РБУ-2М, 3 – стріла крана,  
 4 – пілон трибуни верхнього ярусу

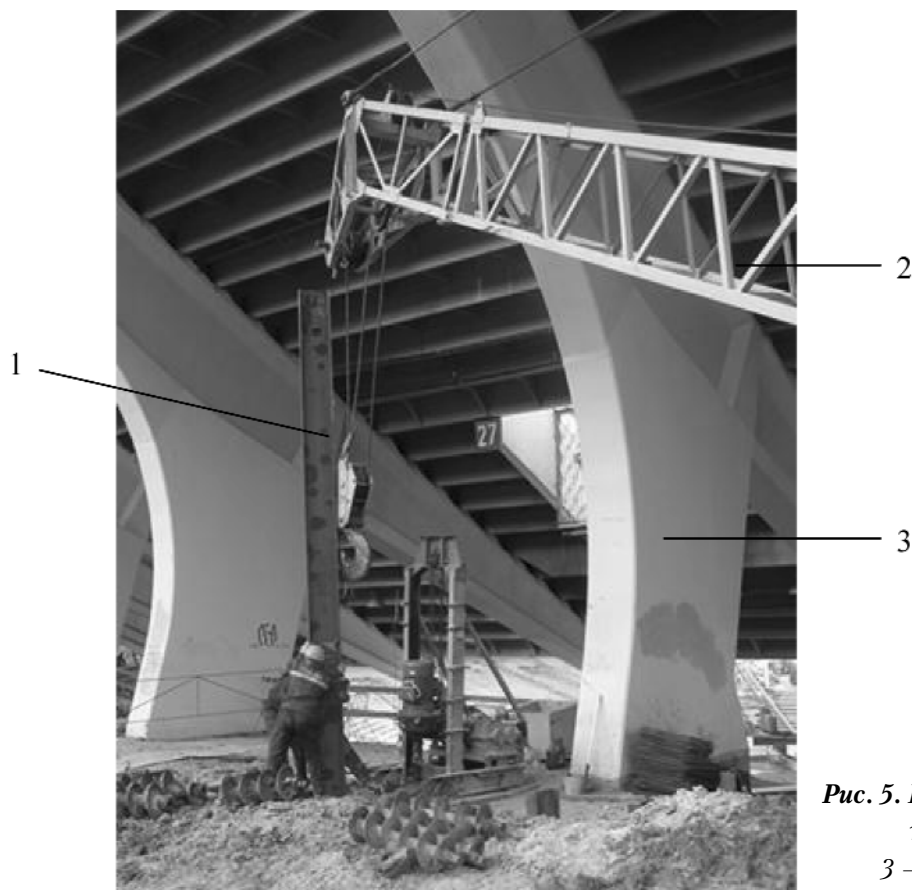


Рис. 5. Встановлення стояка в свердловину:  
1 – стояк, 2 – стріла крана,  
3 – пілон трибун верхнього ярусу

ло створювати певні перешкоди при опусканні в свердловину стояків. Тому було запропоновано використання жорсткого різьбового з'єднання між шнеками бурової колони.

Внаслідок атмосферних опадів спостерігалось перезволоження ґрунту за підпірною стіною, внаслідок чого деякі дошки нижнього ряду заборки не витримали навантажень. У цих місцях спостерігалось їх випадіння з вивалом ґрунту (рис. 6).

У зв'язку з цим було виконано повірочний розрахунок дощатої заборки, при якому прийнято, що:

- дошка заборки розташована на рівні дна котловану на глибині  $h=6$  м, де на неї діє максимальне навантаження;
- дошки заборки виконані висотою  $b=40$  см, товщиною  $t=50$  мм з сосни з нормальним допустимим напруженням  $[\sigma]=100$  кг/см<sup>2</sup>;
- при мінімальному за проектом кроці стояків  $L=1$  м розрахункову довжину дощок заборки приймаємо  $l=0,9$  м;
- ґрунт – пісок пилюватий середньої щільності, у якого:  $\gamma = 17,9$  кН/м<sup>3</sup>,  $\varphi = 27^\circ$ ,  $C=0$  кПа,  $e=0,65$ ,  $e=0,65$ , у водонасиченому стані з урахуванням зв'язуючої дії води питома вага склала  $\gamma=20$  кН/м<sup>3</sup>.

Значення бічного тиску ґрунту на дошку знаходимо за формулою, наведеною в /1/:

$$\sigma = \left[ h \cdot \gamma \cdot \lambda - C \cdot \left( \frac{1 - \lambda}{t q \varphi} \right) \right] \cdot \gamma_f, \quad (1)$$

де

$h$  – глибина котловану, м,

$\gamma$  – питома вага ґрунту, кН/м<sup>3</sup>,

$\varphi$  – кут внутрішнього тертя, град,

$\lambda$  – коефіцієнт бічного тиску, який залежить

від  $\varphi$ , що дорівнює 0,38,

$C$  – зчеплення, кПа,

$\gamma_f$  – коефіцієнт надійності за навантаженням, що дорівнює 1,1.

Після підстановки в формулу прийнятих значень отримаємо  $\sigma = 82,8$  кН/м<sup>2</sup>.

Знаходимо момент опору дошки з формули:

$$W_u = \frac{b \cdot t^2}{6} = \frac{0,4 \cdot 0,05^2}{6} = 0,00017 \text{ м}^3 \quad (2)$$

Лінійне рівномірно розподілене навантаження від ґрунту на дошку буде  $q = \sigma \cdot b = 82,8 \cdot 0,4 = 33,1$  кН/м,

Максимальний згинальний момент, що виникає посередині дошки: ,

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{33,1 \cdot 0,9^2}{8} = 3,35 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (3)$$



**Рис. 6.** Замокання та випадіння дощок забірки з вивалом ґрунту:  
1 – місця замкання дощок забірки, 2 – вицання ґрунту

Міцність перерізу дошки за нормальним напруженням:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_u} = \frac{3,35}{0,00017} = 19706 \text{ кН} / \text{м}^3 =$$

$$= 197,1 \text{ кг} / \text{см}^2 > [\sigma] = 100 \text{ кг} / \text{см}^2. \quad (4)$$

$\sigma_{\max} > [\sigma]$ , тобто умова не виконується. Прийняті в проєкті розміри дошки забірки не відповідають фактичним навантаженням.

Для вищезгаданих ґрунтових умов побудовано графік (рис. 7) залежності товщини дощок забірки від кроку стояків  $L$  та глибини їх розташування  $h$  за формулою  $t = 0,03 \cdot l \cdot \sqrt{h}$ . З графіка виходить, що товщина дошки повинна бути не меншою 75 мм.

Щоб внести визначеність у вибір гранично-допустимої висоти ділянки стінки, в межах якої

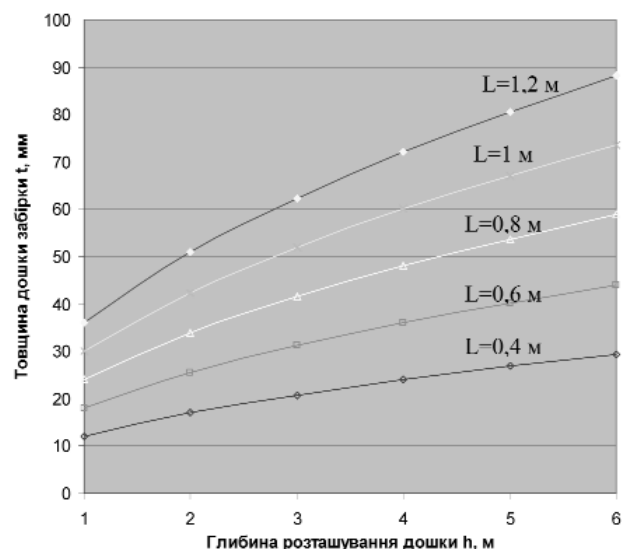
ґрунт ще буде стійкий від вивалу, нами пропонується скористатися залежностями, що описують зусилля, що виникають при висмикуванні фундаментів ліній повітряних електропередач, наведених в посібнику (2), та рекомендаціями (3).

При цьому згідно з (3) простір між стояками пропонуємо рахувати, як коротку траншею з відношенням довжини та глибини  $L/H \leq 2$ . Масив ґрунту між стояками пропонується рахувати у формі напівциліндра радіусом  $r=L/2$ , який сповзає по верхній ковзанні, що нахилена до горизонту під кутом  $\Theta$  (Рис. 8). Для ґрунтів зі зчепленням кут  $\Theta$  за-

лежить від кута внутрішнього тертя та відношення  $L/H$ , а для ґрунтів, що не мають зчеплення, кут  $\Theta$  не перевищує кута внутрішнього тертя.

Згідно з (2) приймаємо, що зсувне навантаження відповідає навантаженню при висмикуванні  $F_{\text{вип}} = F_n$ , а розрахунковий опір вивалу ґрунту – розрахунковому опорі висмикування  $R_{\text{вип}} = R_{\text{bf}}$ .

В стані граничної рівноваги стійкість не обводненого ґрунтового масиву між стояками забезпечується за умови:



**Рис. 7.** Графік залежності товщини дощок забірки від кроку стояків та глибини її розташування, коли ґрунт знаходиться в водонасиченому стані

$$F_{\text{вип}} \leq R_{\text{вип}} * \Sigma A, \quad (5)$$

де

$R_{\text{вип}}$  – розрахунковий опір вивалу ґрунту за сипки, що приймається для дрібнозернистих пісків при ступені вологості  $Sr < 0,8$  на глибині більше 2 м, що дорівнює 80 кПа, а пілуватих 60 кПа.

$\Sigma A$  – площа бічної поверхні нижньої частини масиву ґрунту, що випирається, з основою у вигляді поверхні ковзання,

Розрахункове зсувне навантаження пропонується визначити за формулою:

$$F_{\text{вип.}} = (\gamma * V + \Sigma A * C_0) / \gamma_n, \quad (6)$$

де

$\gamma$  – питома вага ґрунту, яка в нашому випадку дорівнює 17,9 кН/м<sup>3</sup>;

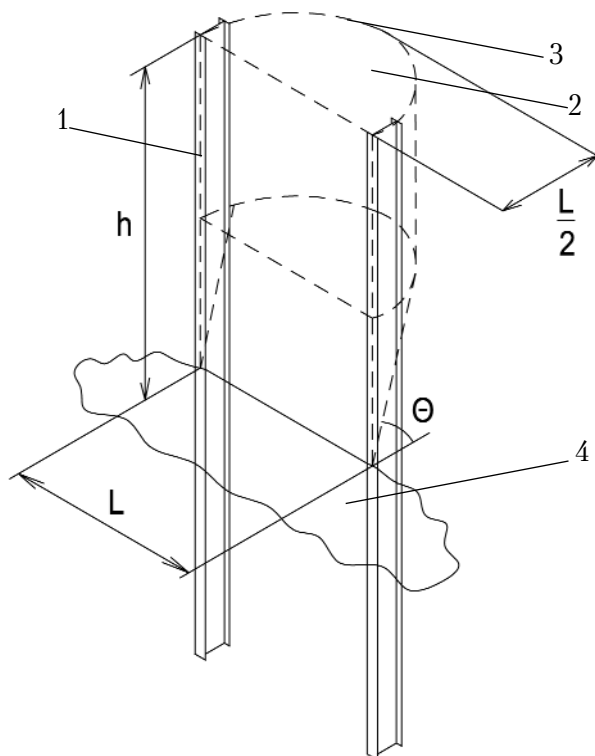
$V$  – об'єм ґрунту, м<sup>3</sup>, який випирається;

$C_0$  – розрахункове значення питомого зчеплення, кПа,

$\gamma_n$  – коефіцієнт надійності по ґрунту, що приймається 0,9.

У граничному стані повинна виконуватись залежність :

$$(\gamma * V + \Sigma A * C_0) / \gamma_n \leq R_{\text{вип}} * \Sigma A \quad (7)$$



**Рис. 8.** Схема утворення розвантажувального склепіння між стояками:

1 – стояк, 2 – масив ґрунту, 3 – контур розвантажувального склепіння, 4 – дно котловану

Якщо в ґрунтах відсутнє зчеплення, формула (7) має вигляд:

$$\gamma * V / \gamma_n < R_{\text{вип}} * \Sigma A \quad (8)$$

У нашому випадку при  $L=1\text{ м}$  та  $\Theta=\varphi=27^\circ$  методом підбору знаходимо значення  $h$ , при якому виконується рівняння (4), тобто необхідну висоту ділянки, у межах якої слід починати вкладання дощок забірки. У нашому випадку  $h=1,6\text{ м}$ .

Існуючими рекомендаціями ДБН А.3.2-2-2009 (4) пропонується висоту ділянки, у межах якої необхідно починати вкладання дощок забірки, обмежувати: для піщаних ґрунтів – 1 м, для супіщаних – 1,2 м і для глинистих 1,5 м., але ця рекомендація не враховує фізико-механічні властивості ґрунтів в залежності від їх вологості та зчеплення та особливості напружено-деформованого стану ґрунтового масиву при утворенні розвантажувального склепіння між стояками. Наведений вище розрахунок дозволяє це врахувати.

### Висновки

1 Дерев'яно-металева огорожа котловану "холодної зони" підтвердила свою ефективність. Науковий супровід технології влаштування тимчасової огорожі показав, що стійкість огорожі значною мірою обумовлюється точністю встановлення стояків в проектне положення, яке не завжди вдається виконати при бурінні свердловин шнеками, що шарнірно з'єднуються між собою,

2 Виконані розрахунки дощок збірки огорожі котловану "холодної зони" показали, що їх несуча здатність у випадку тиску на них водонасиченого ґрунту виявилася недостатньою, тому їх слід розраховувати на можливість перезволоження ґрунтів атмосферними опадами,

3 Урахування утворення в ґрунті між стояками розвантажувального склепіння дозволяє обчислювати максимально допустиму висоту отвору між стояками, в межах якої слід починати вкладання дощок забірки.

### ЛІТЕРАТУРА

1. Е.А. Сорочан, Ю.Г. Трофименков. *Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения*, Москва, Стройиздат, 1985.

2. *Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)*, Москва, 1986.

3. *Рекомендации по возведению заглубленных со-*

оружений и конструкций методом "стена в грунте", НИИСП, 1973.

4. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення". Мінрегіонбуд України, Київ, 2012.

#### АННОТАЦІЯ

В статье рассмотрены особенности конструкции, технология и механизмы, которые применялись при устройстве шпунтового ограждения строительного котлована "холодной зоны" при реконструкции НСК "Олимпийский".

Рассмотрены недостатки конструкции и технологии устройства ограждения котлована и предложены способы их решения в рамках научного сопровождения.

Показана необходимость дополнительного расчета дощатой забирки с учетом давления на нее переувлажненного грунта.

Предложен расчет максимально допустимой высоты проема между стойками подпорной стенки, в пределах которой следует начинать укладку досок забирки.

Ключевые слова: НСК "Олимпийский", "холодная зона", котлован, временное ограждение, стоек, дощатая забирка, расчет.

#### ANOTATION

In the article considered structural features, technology and mechanisms that have been used during arrangement of sheet piling construction of "cold zone" ditch during reconstruction NSK "Olympic".

Considered the design and technology disadvantages of arrangement ditch inclosure and proposed solutions within scientific support.

The necessity of additional calculation boarded insertion with the pressure on her water-logged soil shown.

Proposed a calculation of maximum allowable height of the aperture between the posts of retaining wall within which should to start laying boarded insertion.

Keywords: NSK "Olympic", "cold zone", ditch, temporary inclosure, post, boarded insertion, calculation.

УДК 624. 046. 2

*П.М. Кір'язєв, к.т.н., доцент, ДонДТУ;*

*М.С. Барабаш, к.т.н., доцент;*

*М.А. Ромашкіна, НАУ, Київ*

#### СПОСІБ ЧИСЕЛЬНОГО МОДЕЛЮВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ ВИСОТНОЇ СПОРУДИ В НЕЛІНІЙНІЙ ПОСТАНОВЦІ

##### АНОТАЦІЯ

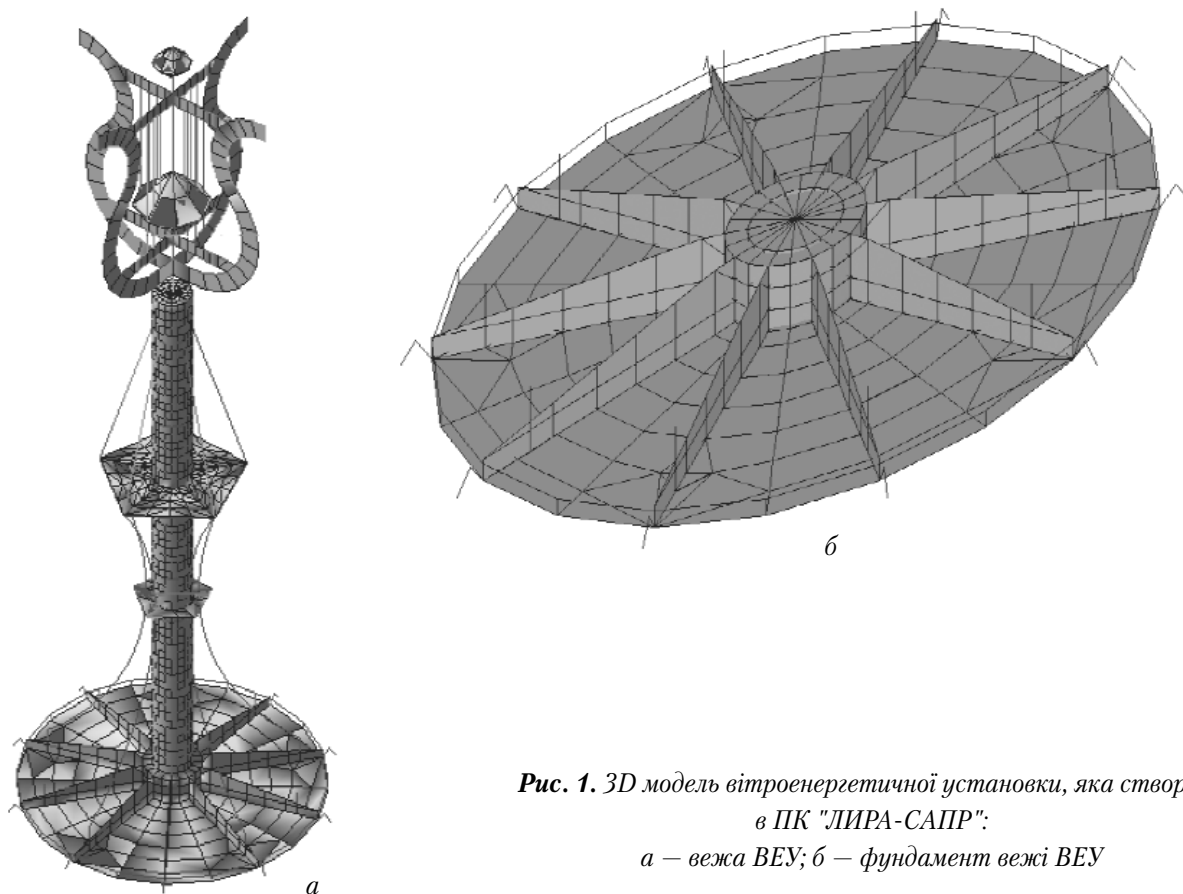
У статті розглядається модель вежі вітроенергетичної установки (ВЕУ), створеної за допомоги ПК "ЛІРА-САПР", яка має фізично і геометрично нелінійні елементи і яка розрахована з урахуванням схеми зведення та порядку навантаження. Мета теоретичних досліджень полягає у встановленні впливу процесу зведення та порядку навантаження на напружено-деформований стан елементів конструкції ВЕУ.

Ключові слова: моделювання, процес зведення, вітроенергетична установка

**Актуальність теми.** Сучасні програмні комплекси, що використовуються у будівництві, дозволяють розрахувати та запроектувати споруди будь-якої складності [1]. Процес проектування значно відрізняється від традиційного, тому що при проектуванні складних, нетипових будівель та споруд необхідно враховувати сумісну роботу усіх конструктивних елементів між собою та сумісну роботу наземної частини будівлі з ґрунтовою основою. При лінійному традиційному розрахунку неможливо врахувати реальну роботу конструктивних елементів. Єдина вимога тут — співвідношення жорсткостей у запроектованій конструкції має бути таким, як у вихідних даних при визначенні зусиль. При проведенні розрахунку з врахуванням нелінійних властивостей елементів можливо змоделювати реальну роботу усієї будівлі або споруди, в тому числі провести аналіз надійності.

Нижче наведені деякі результати дослідження напружено-деформованого (НДС) стану системи, яка має і фізично, і геометрично нелінійні елементи.

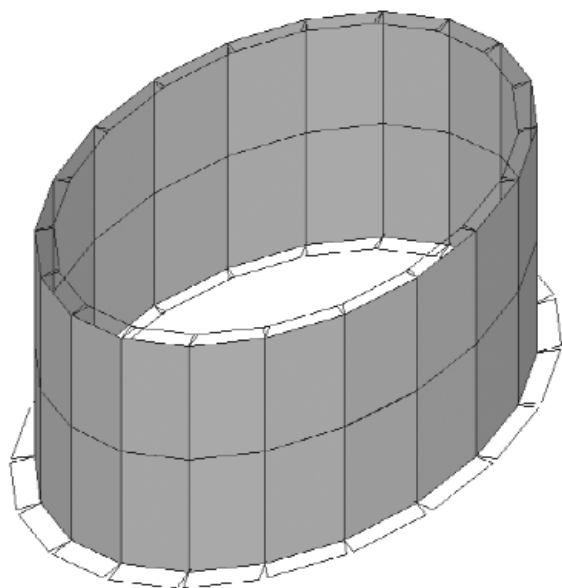
**Об'єкт дослідження.** У представленій роботі розглядається модель вежі вітроенергетичної установки (ВЕУ), створеної за допомоги ПК "ЛІРА-САПР" [2], для якої визначалося критичне навантаження при розрахунку в нелінійній постановці



**Рис. 1.** 3D модель вітроенергетичної установки, яка створена в ПК "ЛИРА-САПР":  
*a* – вежа ВЕУ; *б* – фундамент вежі ВЕУ

окремих елементів системи (в даному випадку – фундаментної плити) і усієї системи разом.

Вежа ВЕУ – в плані кругла споруда діаметром 4м. Висота вежі до опорної площадки вітрового генератора – 61м.



**Рис. 2.** Закладний металевий циліндр

Для збільшення жорсткості вежа посилена попередньо напруженими вантами, які з'єднують вершину вежі з опорною площадкою. Загальний вид вежі ВЕУ показаний на рис. 1,а.

Фундамент вежі (рис. 1,б) – залізобетонна ребриста плита радіусом 18м. Ребра фундаменту – балки змінного перерізу. Плита посилена кільцевим ребром жорсткості постійного перерізу.

У центрі плити – закладна металева оболонка для кріплення каркаса вежі діаметром 4м. Оболонка посилена кільцевими ребрами (рис. 2).

Для створення комп'ютерної моделі вежі ВЕУ використовувалися різні типи скінченних елементів [1], в тому числі нелінійні скінченні елементи для моделювання фундаментної плити.

Характеристики ґрунту приєднаної до моделі вежі ВЕУ, властивості ґрунтів основи [3] наведені в таблиці 1.

**Спосіб розрахунку.** Виконано процедури уніфікації стержневих і пластинчастих елементів та підбір арматури фундаментної залізобетонної ребристої плити вежі ВЕУ. Здійснений імпорт даних підбору арматури за лінійним розрахунком для подальшого розрахунку конструкції фундаменту в



Таблиця 1. Характеристики ґрунту приєднаної до моделі вежі ВЕУ

Номер ПГЕ	Найменування ґрунту	Модуль деформації, тс/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт Пуассона	Питома вага ґрунту, тс/м <sup>3</sup>	Природна вологість	Показник текучості	Коефіцієнт пористості	Зчеплення, тс/м <sup>3</sup>	Кут внутрішнього тертя
1	Наситний ґрунт	1500	0,3	1,9	0,2	0,2	0,67	1,5	25
2	Пісок тилуватий	1800	0,3	1,75	0,25		0,54	0,1	31
3	Супісок	2000	0,3	1,82	0,26	0,26	0,72	0,8	22
4	Суглинок	2100	0,3	1,7	0,17	0,26	0,68	2,5	20
5	Скельний ґрунт (базальт)	100000	0,2	2,8	0,08		0,098	0	0

нелінійній постановці. Фундаментна залізобетонна ребриста плити вежі ВЕУ була розрахована у фізично лінійній постановці та було виконано підбір арматури. Після цього було виконано варіантне проектування з урахуванням фізичної нелінійності елементів конструкції, після цього проект конструкції був скоригований так, чином, щоб не руйнувались її елементи. Потім були виконані три розрахунки: 1) розрахунок без монтажу; 2) розрахунок з урахуванням монтажу, коли вітрове навантаження прикладається після монтування усіх елементів схеми; 3) розрахунок з урахуванням монтажу, коли вітрове навантаження прикладається одночасно з кожною окремою стадією монтажу.

У другому та третьому розрахунках був використаний процесор "МОНТАЖ", що дало змогу дослідити НДС усієї споруди з урахуванням схеми зведення та порядку навантаження [4].

Було враховано наступні стадії монтажу вежі вітроенергетичної установки:

стадія 1 – монтаж основи вежі ВЕУ (рис. 4 а);

стадія 2 – монтаж фундаментної плити та вежі ВЕУ (рис. 4 а, б);

стадія 3 – монтаж попередньо напружених вант вежі ВЕУ (рис. 5 а);

стадія 4 – монтаж вітрогенератора вежі ВЕУ (рис. 5 б);

#### Етапи розрахунку:

етап 1 – розрахунок напружено-деформованого стану тришарового ґрунтового масиву:

– стадія монтажу 1 – усі елементи ґрунту;

– завантаження 1 – власна вага ґрунту.

етап 2 – розрахунок напружено-деформованого

стану ґрунтового масиву, фундаментної плити та вежі ВЕУ без урахування історії завантаження 1 для виключення деформацій від власної ваги ґрунту:

– стадія монтажу 2 – усі елементи фундаментної плити та вежі ВЕУ;

– завантаження 2 – власна вага фундаментної плити та вежі ВЕУ (у третьому розрахунку на цьому етапі додаткове завантаження – вітрове навантаження на вежу ВЕУ);

етап 3 – розрахунок напружено-деформованого стану ґрунтового масиву, фундаментної плити, вежі ВЕУ при попередньому напруженні вант вежі:

– стадія монтажу 3 – усі елементи ванти;

– завантаження 4 – власна вага вант, їх натягнення (у третьому розрахунку – вітрове навантаження на ванти);

етап 4 – розрахунок напружено-деформованого стану ґрунтового масиву, фундаментної плити, несучих колон і поздовжніх колон фахверкового типу, попередньо напружених вант вежі та вітрогенератора вежі ВЕУ:

– стадія монтажу 4 – усі елементи вітрогенератора вежі ВЕУ;

– завантаження 4 – власна вага вітрогенератора вежі ВЕУ та вітрове навантаження на вітрогенератор.

Встановлено, що для схеми без урахування монтажу переміщення та напруження в елементах ВЕУ менше ніж для схем з урахуванням зведення та порядку навантаження. Переміщення та напруження для розрахунку з урахуванням монтажу, коли вітрове навантаження прикладається одночасно з кожною окремою стадією монтажу, більші ніж

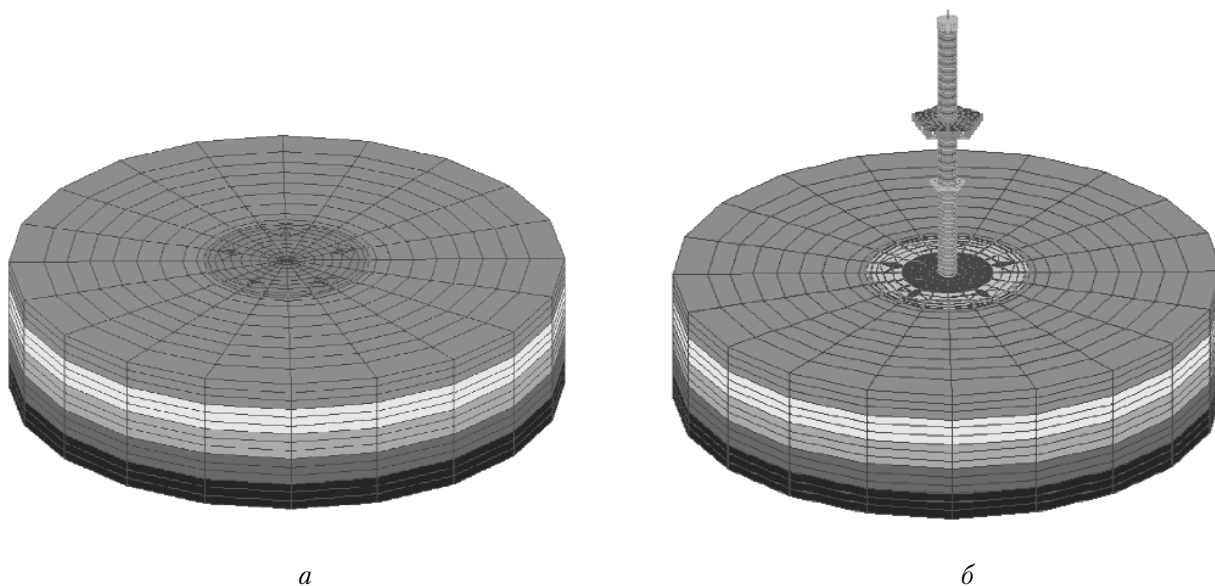


Рис. 4. Стадії монтажу:

а – стадія 1 – монтаж основи вежі ВЕУ; б – стадія 2 – монтаж фундаменту та вежі ВЕУ

для розрахунку з урахуванням монтажу за I варіантом (див. табл. 2). Це можна пояснити тим, що під час монтажу вітрогенератора вежа ВЕУ була зігнута через вплив вітру, за рахунок чого сталося збільшення стискальних напружень на увігнутій стороні вежі і зменшення напруження на опуклій стороні.

**Висновок.** При створенні проекту будь-якої висотної споруди або нетипової споруди, яка має складну конфігурацію, необхідно враховувати реальну роботу конструкцій та зміну НДС конструктивних елементів у процесі зведення, для чого доцільно виконувати розрахунок з врахуванням фізичної і геометричної нелінійності конструктивних елементів, розраховувати систему "наземна

частина – основа – ґрунт" в цілому з урахуванням зміни розрахункової схеми об'єкта в процесі зведення.

Вибір математичної моделі, максимально наближений до реальних умов роботи конструкції, дозволяє отримати адекватну картину стану (НДС) та уникнути помилок та аварійних ситуацій при подальшому конструюванні несучих елементів.

ЛІТЕРАТУРА

1. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. – М: Изд-во АСВ, 2009. – 360 с.
2. Барабаш М.С. Компьютерное моделирование

Таблиця 2. Переміщення та напруження в елементах ВЕУ для заключної стадії монтажу

Параметри напружено-деформованого стану	Розрахунок без монтажу	Розрахунок з урахуванням монтажу (I варіант)	Розрахунок з урахуванням монтажу (II варіант)
Максимальне переміщення усієї споруди по Y, мм	293÷-133	298÷-135	309÷-140
Максимальне переміщення усієї споруди по X, мм	114÷-118	112÷-124	119÷-129
Максимальне переміщення усієї споруди по Z, мм	-81,4	-88,3	-86,9
Максимальне переміщення фундаментної плити Y, мм	1,17÷-0,818	1,19÷-0,828	1,21÷-0,834
Максимальне переміщення фундаментної плити по X, мм	8,66÷-0,945	8,62÷-0,947	8,63÷-0,948
Максимальне переміщення фундаментної плити по Z, мм	18,9	-18,8	-18,8
Максимальне напруження в елементах фундаментної плити по Nx, т/м <sup>2</sup>	-112÷299	-112÷297	-113÷300
Максимальне напруження в елементах фундаментної плити по Ny, т/м <sup>2</sup>	-77÷266	-76,4÷265	76,9÷267

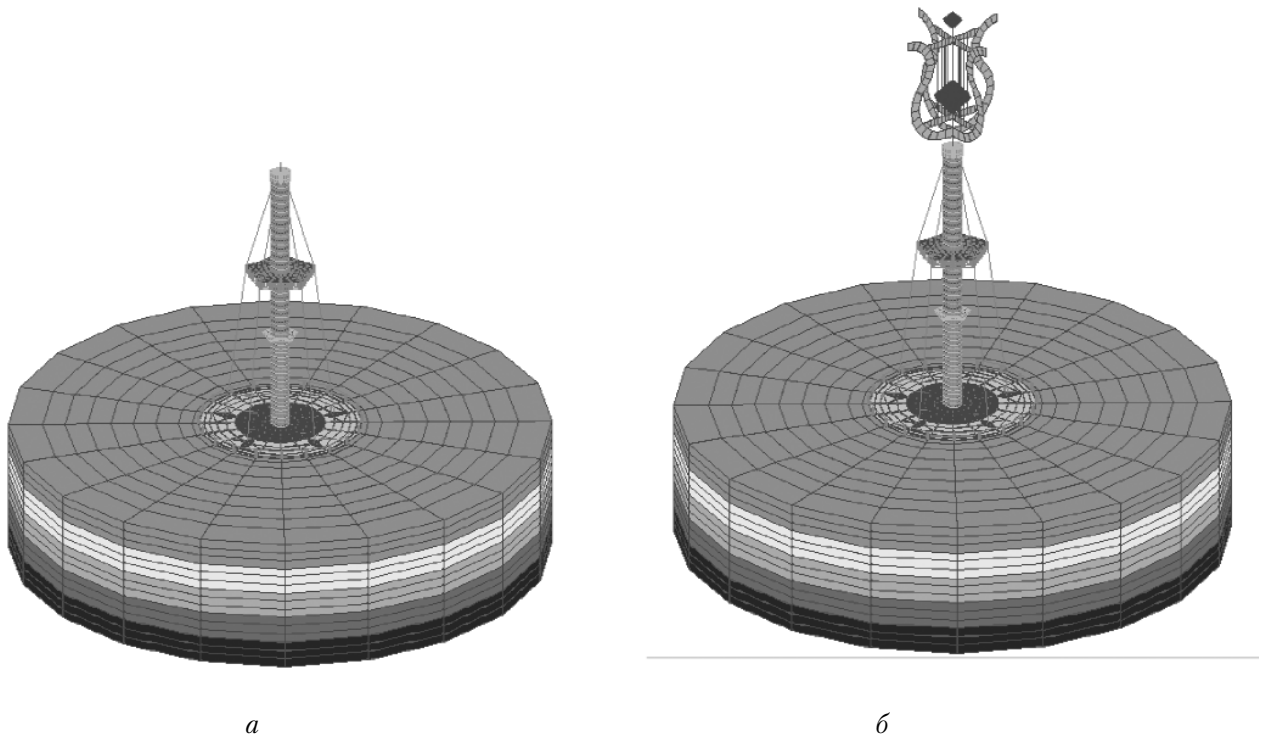


Рис. 5. Стадії монтажу: а – стадія 3 – монтаж вант; б – стадія 4 – вітрогенератора

уникальных строительных объектов средствами программных комплексов семейства ЛИРА. *Научно-производственный журнал: Будівництво України.* - 2012. – №4 – С. 25 – 32.

3. *Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01 – 83).* М.: Стройиздат, 1986. – 414 с.

4. Барабаш М.С. Влияние процесса возведения на пространственную работу несущих систем зданий. *Строительство, материаловедение, машиностроение //Сб. научн. Трудов.* – Дн-вск: ПГАСА, 2012. – Вып.65. – С.29 – 34.

5. Аверин Г.А. Влияние слоистости на оседание земной поверхности Г.А.Аверин, П.Н.Кирьязов, О.Г.Доценко// *Уголь Украины.* – 2010. – №10. – С. 34-35.

6. Аверин Г.А. Механические характеристики пород кровли./ Г.А.Аверин, П.Н.Кирьязов, О.Г.Доценко//*Уголь Украины.* – 2010. – №4. – С. 38-40.

7. Кирьязов П.Н.. Определение влияния горной выработки на напряженно-деформированное состояние существующего здания./ П.Н. Кирьязов, Е.Г.Федоренко//*Сборник научных работ студентов ДонГТУ.* – Алчевск, 2011.

#### АННОТАЦИЯ

В статье рассматривается модель башни ветроэнергетической установки (ВЭУ), созданной при помощи ПК "Ли́ра-САПР", которая имеет физически и геометрически нелинейные элементы и рассчитана с учетом схемы возведения и порядка нагружения. Цель теоретических исследований состоит из установления влияния процесса возведения и порядка нагружения на напряженно-деформированное состояние элементов конструкции ВЭУ.

Ключевые слова: моделирование, процесс возведения, ветроэнергетическая установка.

#### ANNOTATION

In given article is considered the model of tower of the wind turbine created by PC "LIRA-SAPR 2011". The model has physical and geometrical nonlinear elements and is calculated taking into account the erection's scheme and order of loading. The aim of theoretical research was concluded in determination of erection process and order of loading influence on bearing systems` stress-strain state of wind turbine.

Keywords: modeling, erection process, wind turbine.

УДК 692.232.7:691.328

*О.І. Менейлюк, д.т.н., проф., ОДАБА, Одеса;  
В.В. Таран, к.т.н., доцент, ДонНАБА, Макіївка*

## **ЗАСТОСУВАННЯ НОВОЇ НЕЗНІМНОЇ ОПАЛУБКИ ПРИ ЗВЕДЕННІ СТІН З МОНОЛІТНОГО ПІНОПОЛІСТИРОЛБЕТОНУ**

### **АНОТАЦІЯ**

Розглянуто нове конструктивно-технологічне рішення зведення багатошарової стіни з використанням магnezитових плит у вигляді незнімної опалубки та монолітного пінополістиролбетону в якості основної частини стіни. Наведено результати теплотехнічного розрахунку, технологічну послідовність улаштування стінової конструкції. Надамо переваги запропонованого рішення.

Ключові слова: незнімна опалубка, стіна будівлі, магnezитові плити, пінополістиролбетон, теплоізоляція.

Актуальним на даний час є зведення зовнішніх стін з теплоізолюючими властивостями, які виготовляються на місці шляхом заливки незнімної опалубки. Незнімна опалубка являє собою блоки або панелі з різних матеріалів, які монтується в опалубку конструкцію. За рахунок об'єднання декількох операцій в одному технологічному циклі прискорюється та спрощується період зведення будинку. Незнімна опалубка після укладання та твердіння бетону стає функціональною частиною стіни.

Мета роботи, що представлена, — ознайомлення з інноваційним конструктивно-технологічним рішенням із використання незнімної опалубки для зведення стін з монолітного пінополістиролбетону.

Широко відомі конструктивно-технологічні рішення зведення стін та перегородок із застосуванням різних елементів для цього.

В Україні ICF (Insulating Concrete Forms) воони мають назву термоблоки. Ці блоки виконані з пластин пінополістиролу товщиною 50 мм (марка ПСБ-С 25-35), які з'єднані між собою перемичками. Внутрішній простір блоків, який зазвичай складає 150мм, армується сталевую або полімерною арматурою, заповнюється бетоном або фібробетоном. Така стіна являє собою сандвіч "пінополістирол-залізобетон-пінополістирол" та потре-

бує обов'язкового опорядження з фасадної та внутрішньої сторін стіни для забезпечення механічного та протипожежного захисту пінополістиролу. Відомі інші приклади аналогічних технологій: EPS-опалубка, BRIXX, ТЕРМОДИМ, ІЗОДИМ, Amvic, GNS тощо.

*Облицювальна (декоративна) незнімна опалубка.* Це конструкція з легкозбірних опалубних модулів. Кожен модуль складається безпосередньо на стіні, що зводиться, з фасадної та внутрішньої облицювальних пластин за допомогою перемичок. Усередину модуля вкладається пластина утеплювача необхідної товщини (пінополістирол або мінеральна вата) та встановлюється арматура. Модулі монтується рядами за методом безшовної кладки (без розчину та герметика). Внутрішні елементи кріплення модуля забезпечують високу точність геометрії опалубки стіни. Залізобетонна стіна захищена безперервним контуром теплоізоляції, запобігає різким перепадам температур в приміщенні. Облицювальний шар, який визначає декоративні властивості стіни, виготовляється з металу, пластиків, фібробетону, керамограніту. Приклад: технологія ТЕХНОБЛОК – МОНОЛІТ.

*Армовані панелі (армопанель).* Являють собою плиту з пінополістирольного або мінераловатного термоізоляційного вкладиша (товщиною від 10 до 250 мм). Панель оснащена з обох сторін сталевую арматурною сіткою та поділена нескінченною W-подібною проволоченою трасою (дріт 4 мм), яка з'єднує дві зварні сітки. Після встановлення панелі методом торкретування за допомогою хоппера-розпилувача з компресором на неї наноситься 2-3 шари бетону. Стіна являє собою сандвіч "бетон-пінополістирол-бетон". Приклад: технологія СОТА.

*Деревобетонні панелі або блоки (арболіт).* Це опалубні панелі або порожнисті блоки, виготовлені з деревобетону (здрібнена деревина (щепа) з додаванням цементу). З панелей складається опалубка за допомогою спеціальних стяжок та цвяхів, як класична розбірна опалубка з дошки та щитів. Для отримання необхідного теплового опору стіни використовуються вкладиші з пінополістиролу. Монолітна стіна утворюється шляхом встановлення арматури в опалубку та бетонуванням. Грубопориста поверхня деревобетону забезпечує міцне зчеплення з бетоном несучої стіни та з шарами зовнішнього та внутрішнього оздоблення. Приклади: технологія ТЕРМОЛИТ, DURISOL, GreenBoard, VELOX.

*Скломагnezитова каркасна опалубка.* Це каркас, в основі якого є металевий термопрофіль, для обшивки використовується скломагnezитовий лист (СМЛ). Конструкція нагадує улаштування перегородок з гіпсокартону. Опалубка складається на висоту одного поверху та заливається легким бетоном (пінобетоном, фібропінобетоном). Використовується, в основному, як огорожувальна конструкція стін. Для забезпечення несучих властивостей застосовують колони. Отримана таким чином стіна потребує декоративного оздоблення з фасадної та внутрішньої сторін.

Загальними ознаками попередньо розглянутих рішень є: стіна будівлі, що включає внутрішній і зовнішній огорожувальні шари, основний масив стіни з бетону або залізобетону.

Щодо конструктивних особливостей, то в тілі стін передбачається необхідність улаштування арматури, з'єднання огорожувальних шарів арматурою. Це ускладнює конструкцію стіни, погіршує її технологічність та підвищує трудомісткість будівельних робіт.

У роботі поставлена задача удосконалення конструктивно-технологічного рішення незнімної опалубки за рахунок конструктивних особливостей і використаних матеріалів, забезпечення підвищення технологічності її зведення при збереженні експлуатаційних характеристик.

Для її рішення розглянуто стінову конструкцію, яка включає дві магнезитові панелі, розташовані на зовнішній та внутрішній поверхнях, та заповнювач – монолітний пінополістиролбетон. Магнезитові панелі мають високу адгезію, завдяки чому забезпечують зчеплення по всій площі контакту з полістиролбетоном. У даній конструкції виключається необхідність використання арматури в основному масиві стіни та закріплення внутрішнього і зовнішнього огорожувальних шарів до арматури. Панелі з'єднуються площинними фіксаторами з поліетилену. При цьому зберігаються необхідні експлуатаційні характеристики стіни. Як наслідок – підвищення технологічності та скорочення терміну зведення стіни.

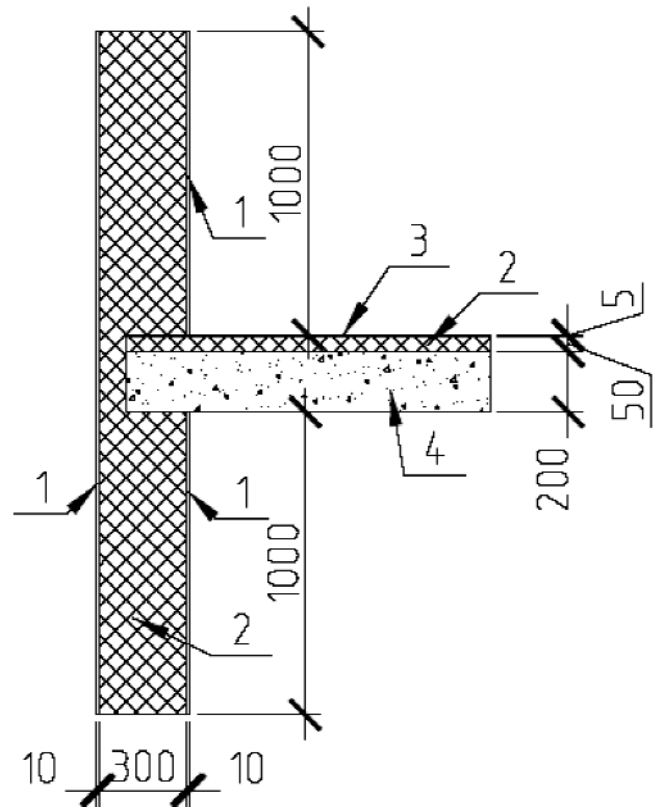
В рішенні, що пропонується (рис.1), використовують магнезитові панелі, а основний масив виконують з монолітного пінополістиролбетону щільністю 280...320кг/м<sup>3</sup> та теплопровідністю 0,07...0,09Вт/м<sup>2</sup> К.

Магнезитові плити, що використовуються як зовнішній та внутрішній шари, мають наступні ха-

рактеристики: розміри 1220x2440x10мм, 1220x2280x10мм; щільність 900кг/м<sup>3</sup>; водопоглинання 28,5...32,1%; пористість 26...29,3%; теплопровідність 0,26Вт/м<sup>2</sup> К; міцність при згинанні 5,5...6,9 МПа. Магнезитова плита в своєму складі містить: магній (80-85%), скляне волокно (1-2%), перліт (до 5%), деревну тирсу (до 10%).

Магнезитова плита має вигляд п'ятишарової конструкції: лицьовий шар містить магнезит; другий шар – скловолокниста сітка; наступний шар складається з магнезитового наповнювача; ще один шар також – скловолокниста сітка; по завершенні – внутрішня сторона – магнезитова з жорсткою, нерівною поверхнею. Такі плити є звуко-, та теплоізоляційними.

Вузол на рис. 1 розроблено для приміщення, яке знаходиться над технічним поверхом (паркінг, підвал тощо), що не опалюється.



**Рис.1.** – Поперечний розріз глухої частини зовнішньої стіни будинку:

- 1 – магнезитова плита,  $\sigma = 0,010$  м;
- 2 – утеплювач – пінополістиролбетон  $\sigma = 0,3$  м (стіна) або  $\sigma = 0,03$  (підлога);
- 3 – магнезитова плита,  $\sigma = 0,05$  м;
- 4 – залізобетонна монолітна плита перекриття,  $\sigma = 0,2$  м.

Теплотехнічні розрахунки зовнішньої огорожувальної конструкції проводились згідно з ДБН В.2.6-31:2006 для умов будівництва у м. Донецьку: розрахункова температура зовнішнього повітря прийнята  $t_3 = -22\text{ }^\circ\text{C}$ ; розрахункове значення температури повітря приміщень  $t_b = +20\text{ }^\circ\text{C}$ ; розрахункове значення відносної вологості повітря  $\phi_b = 50\text{...}60\%$  [1].

Розрахунок конструктивно-технологічної системи, що розглядається, виконано для термічно неоднорідної непрозорої огорожувальної конструкції за допомогою програмного комплексу THERM (на умовах FreeWare). За результатами чисельного модулювання запропоновано утеплювач — пінополістиролбетон товщиною 300 мм. Таке конструктивне рішення забезпечує значення приведенного опору теплопередачі вузла перекриття  $R_{пр} = 2,78\text{ м}^2\text{ К/Вт}$ . Згідно з додатком И.1 [1] опір теплопередачі зовнішньої стіни складає  $R_{пр} = 3,99\text{ м}^2\text{ К/Вт}$ .

Приведений опір теплопередачі зовнішньої стіни (розрахунок проводився для одного поверху висотою 3,3 м)  $R_{\Sigma пр} = 3,16\text{ м}^2\text{ К/Вт}$ , що перебільшує  $R_{q\text{ min}} = 2,8\text{ м}^2\text{ К/Вт}$  — мінімально допустиме значення опору теплопередачі огорожувальної конструкції згідно з таблицею 1 [1].

Таким чином, умова  $R_{\Sigma пр} \geq R_{q\text{ min}}$  виконується.

Допустима за санітарно-гігієнічними вимогами різниця між температурою внутрішнього повітря і приведеною температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції,  $\Delta t_{cr}$ ,  $^\circ\text{C}$ , встановлюється залежно від призначення будинку і виду огорожувальної конструкції згідно з табл. 3, [1] і становить  $5^\circ\text{C}$ .

Температурний перепад,  $\Delta t_{пр}$  при визначенні щодо виконання умови  $\Delta t_{пр} \leq \Delta t_{cr}$  розраховується для непрозорої частини огороження. За отриманими результатами чисельного модулювання підраховано значення приведеної температури внутрішньої поверхні, що становить  $t_{в пр} = 16,9\text{ }^\circ\text{C}$ . Тоді, температурний перепад  $\Delta t_{пр}$ , розраховується для непрозорої частини огороження та становить  $\Delta t_{пр} = 1,2\text{ }^\circ\text{C}$ . Умова  $\Delta t_{пр} = 1,2\text{ }^\circ\text{C} \leq \Delta t_{cr} = 5\text{ }^\circ\text{C}$  виконується.

Мінімальна температура на внутрішній поверхні,  $t_{min}$ , для непрозорих елементів повинна бути не менше ніж температура точки роси,  $t_p$ , за розрахунковими значеннями температури й відносної вологості внутрішнього повітря, прийнятими залежно від призначення будинку згідно з табл. Г.2, [1].

Точка роси для розрахункових умов ( $t_b = +20\text{ }^\circ\text{C}$ ,  $\phi_b = 60\%$ ) має значення  $t_p = +12\text{ }^\circ\text{C}$ .

За результатами чисельного моделювання мінімальна температура зафіксована у куті стелі та стіни і становить  $t_{b\text{ min}} = 17,5\text{ }^\circ\text{C}$ .

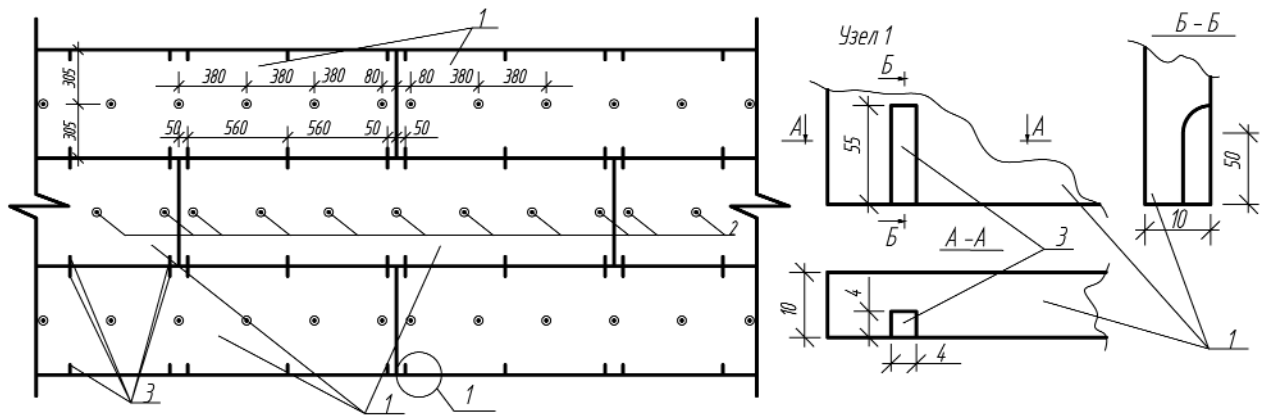
Умова  $t_{b\text{ min}} > t_{min}$  виконується, оскільки  $t_{b\text{ min}} = 17,5\text{ }^\circ\text{C}$  більше  $t_p = +12\text{ }^\circ\text{C}$ .

З урахуванням зазначених характеристик складових стіни і необхідного термічного опору товщина стіни прийнята 320мм, де 300мм — товщина полістиролбетону і два шари магnezитових плит товщиною 10мм (рис. 1) по зовнішніх поверхнях стін. Для прийнятих габаритних розмірів конструкції стіни, за умовами її закріплення між перекриттями, стіна може витримувати горизонтальне навантаження, що прикладене в середній частині по її висоті, яке за розрахунками складає  $1,81\text{ кН/м}$  без зниження експлуатаційної придатності. Вказане навантаження перевищує нормоване горизонтальне навантаження [2], наприклад, для поручнів трибун та спортивних залів навантаження складає  $1,5\text{ кН/м}$ .

Технологічна послідовність улаштування комплексної стінової конструкції наступна: до початку монтажу магnezитові панелі розпилюють з високою точністю фрезою 4мм вздовж більшого розміру (2440; 2280мм) навпіл у заводських умовах. В отриманих плитах розміром 608x2440x10мм та 608x2280x10мм по центру уздовж більшого розміру висвердлюють наскрізні отвори  $d=20\text{ мм}$  з фрезеруванням отворів пазами  $d = 40\text{ мм}$  і глибиною  $h = 4\text{ мм}$ . Відстань між центрами отворів 380мм, причому перші отвори від країв магnezитової плити улаштовуються на відстані 80мм (рис.2).

У магnezитових плитах по верхньому і нижньому краях фрезерують шість поглиблень (виїмок) (вузол 1, рис. 2). Глибина і ширина поглиблення 4 мм, довжина — 55 мм. Перше та шосте поглиблення виконуються на відстані 50мм від краю, друге та третє з кроком 560 мм. Відстань між третьою та четвертою виїмками складає 100 мм, наступні виконуються з кроком 560 мм. На будівельний майданчик доставляють вже підготовлені до монтажу плити з необхідними розмірами та технологічними отворами.

Магnezитові плити встановлюють на ребро паралельними рядами на відстані 300 мм між собою. Шви, що розмежовують магnezитові плити, повинні бути взаємно перпендикулярними. Вертикальні шви в суміжних рядах кладки повинні пе-



**Рис. 2.** – Схема монтажу магнетитових панелей:

1 – магнетитові плити розміром 608x2440x10мм та 608x2280x10мм; 2 – наскрізні отвори  $d=20$ мм з фрезеруванням отворів пазами  $d = 40$  мм; 3 – поглиблення (виїмки)

рекриватися рядами плит, що розміщені вище, тобто повинні бути "перев'язаними" (рис.2).

Для фіксування заданого положення магнетитових плит у заздалегідь висвердлені отвори вставляють закладні деталі, що виконані з поліетилену в формі болта  $d=10$ мм з головкою і хвостовиком і наскрізним поперечним отвором  $d=4$ мм в тілі хвостовика (рис. 3). В поперечні отвори в тілі хвостовиків закладних деталей заводять П-подібні фіксуючі скоби з поліетилену, що мають довжину по зовнішніх торцях 300 мм. Тим самим фіксується незмінне положення магнетитових плит, яке визначає загальну товщину стіни.

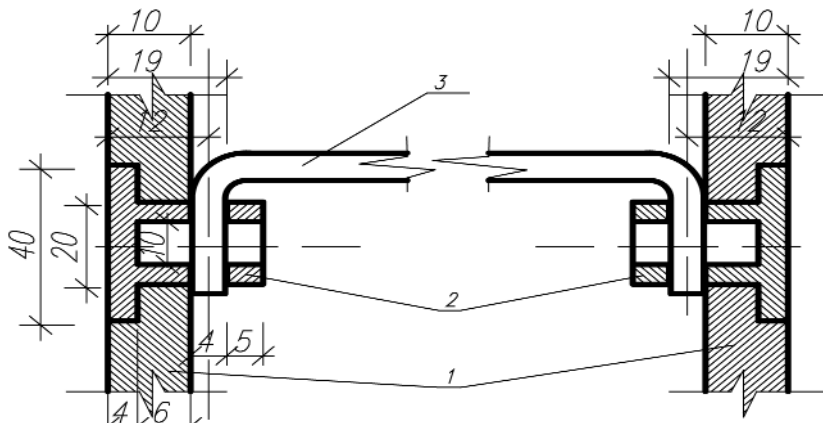
Далі, в поглиблення (виїмки), що виконані в верхній і нижній частинах магнетитових плит, в місцях примикання плит одна до одної по горизонталі встановлюють площинні фіксатори (рис. 4). Протилежні площинні фіксатори на протилежних магнетитових плитах попарно з'єднуються між собою лінійною (горизонтальною) частиною, яка виконана з поліетилену. Тим самим фіксується незмінне положення магнетитових плит у верти-

кальній площині стіни (площинність стіни). Забезпечується задана геометрія стіни в процесі її зведення.

Конструктивні елементи (закладні деталі у формі болтів з хвостовиками, П-подібні фіксуючі скоби, площинні фіксатори з лінійною частиною) не є елементами арматури, а виконують тільки функцію фіксаторів положення внутрішнього та зовнішнього шарів стіни та виконані з поліетилену.

Після забезпечення надійної фіксації магнетитових плит як у поперечному напрямку стіни (товщина стіни), так і в площині стіни (площинність стіни), що необхідно для забезпечення заданої геометрії стіни в процесі її зведення, влаштовують основний масив стіни, для чого в простір між плитами заливають пінополістиролбетон.

Монолітний пінополістиролбетон – різновид легкого бетону – являє собою композиційний матеріал, до складу якого входить портландцемент, мінеральний наповнювач (пісок), пористий заповнювач, в якості якого виступають гранули пінополістиролу, а також добавки, що залучають



**Рис. 3.** Схема фіксації товщини стіни поперечними фіксаторами:

1 – магнетитові панелі; 2 – закладні деталі у формі болта з хвостовиком; 3 – П-подібна фіксуюча скоба

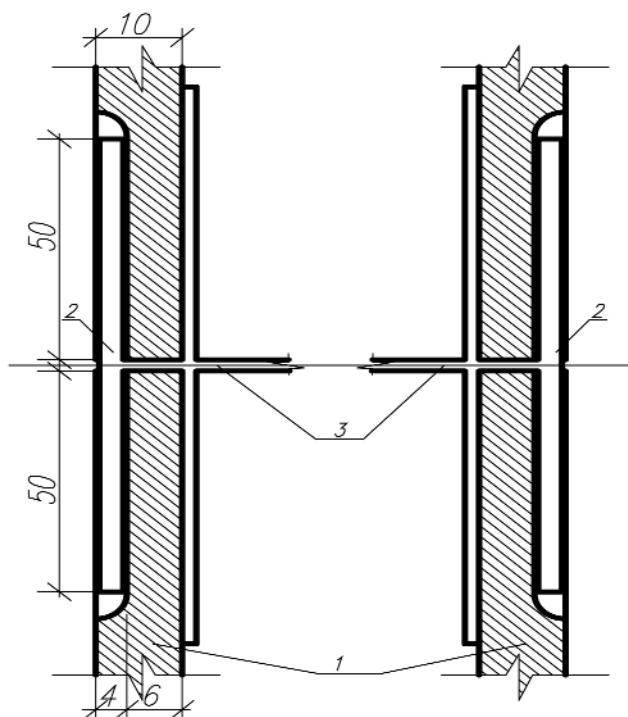
повітря. Легкі гранули пінополістиролу в чистому вигляді при змішуванні з водою миттєво спливають та не поглинають води. Тому гранули попередньо покривають спеціальною поверхнево-активною речовиною (ПАР). Завдяки цьому усувається прямий контакт важкого цементу з легким пінополістиролом, що дозволяє досягти рівномірного перемішування різномірних матеріалів. В якості ПАР використовується смола деревна омилена (СДО). Ця природна домішка природного походження при перемішуванні залучає до цементного розчину повітря. Повітря спінує цементне молоко і наповнений повітрям бетон (пінобетон) стає ще легшим. Тонке та легке заповнення каркаса будинку у вигляді самонесучих стін дозволяє зменшити навантаження на фундамент порівняно з багатьма іншими матеріалами.

Залівку виконують горизонтальними шарами висотою не більше 600 мм. Висота шару задана, виходячи з умов дії тиску монолітної суміші пінополістиролбетону на бокову поверхню незнімної опалубки, який вона може витримати, а також щоб не допустити розшарування матеріалу. Свіжа суміш пінополістиролбетону має рухливість близько П5, з цієї причини її можна віднести до виду бетону, що самоущільнюється.

Суміш пінополістиролбетону розглядається як рідина, що чинить на бокову поверхню незнімної опалубки гідростатичний тиск, який визначається як добуток висоти активного стовпа (шару) суміші та питомої ваги. У конструктивно-технологічному рішенні, що розглядається, тиск на один елемент кріплення магнетитової панелі складає 15...17 кг.

Під час зведення стіни перевіряється геометрія опалубки, однорідність монолітного пінополістиролбетону, відсутність розшарування суміші, правильність улаштування димових і вентиляційних каналів в стіні, якість поверхонь. Виявлені відхилення виправляються в межах кожного ярусу.

Розглянуте конструктивно-технологічне рішення дозволяє виконувати отвори (прорізи) в стіні двома способами. Перший передбачає вирізування отворів (прорізів) після зведення стіни. Такий спосіб зручний тим, що до внутрішнього простору приміщення обмежений доступ — приміщення охороняється. При виконанні отворів (прорізів) в стіні таким способом при висоті перемичної частини стіни 200 мм несуча здатність нормального перерізу стіни над отвором (прорізом) складає 0,733 кН/м за рахунок роботи магнетитових плит



**Рис. 4.** Схема фіксації магнетитових панелей площинними фіксаторами:

1 — магнетитові панелі; 2 — площинний фіксатор; 3 — лінійна (горизонтальна) частина площинного фіксатора

на вигин. Для такої конструкції можлива організація отвору (прорізу) прольотом 4,7 м без додаткового армування і без короба із незнімної опалубки.

Другий спосіб передбачає використання незнімної опалубки з магнетитових панелей до укладання пінополістиролбетону для утворення віконних, дверних або технологічних прорізів. З цією метою встановлюють заздалегідь підготовлені прорізоутворювачі та заглушки торців стін в місцях, де це необхідно. При цьому є можливість формування чверті або інших складних форм поперечно-го перерізу простінків та стін.

Для внутрішніх стін доцільним буде встановлення гільз у стіні у вигляді пластикових гофрованих трубок для розводки електричної мережі. При підготовці магнетитових плит можливо передбачити установку корзин для розеток і вимикачів.

Витрати праці при приведеній товщині 300 мм улаштування 100 м<sup>2</sup> стін з полістиролбетонних блоків [3] без подальшого опорядження складають 176 чол-год., тоді як при зведенні стін у незнімній опалубці з магнетитових панелей, заповнених пінополістиролбетоном [4, 5] — 162 чол-год.



Вартість 100 м<sup>2</sup> стін кладки на звичайний розчин з урахуванням вартості блоків (без штукатурення поверхні) складає в середньому 25...27 тис.грн., улаштування 100 м<sup>2</sup> вищеописаної самонесучої стіни на будівельному майданчику – 28...30 тис.грн.

Крім скорочення трудовитрат, переваги запропонованого рішення полягають в наступному: підвищується технологічність влаштування стіни при збереженні її експлуатаційних характеристик, стіна має оброблені на 80% поверхні (залишається тільки шпаклювання стиків і фарбування), знижуються трудовитрати на зведення стін, забезпечується висока ремонтпридатність.

**ЛІТЕРАТУРА**

1. ДБН В.2.6-31:2006. *Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель.* – К.: Мінбуд України, 2006. – 66с.
2. ДБН В.1.2-2: 2006. *Нагрузки и воздействия.* – К.: Минстрой Украины, 2007. – 60с.
3. ДБН Д 2.2-8-99. *Ресурсные элементные сметные нормы на строительные работы. Сборник 8. Конструкции из кирпича и блоков.* – К.: Госстрой Украины, 2000. – 37с.
4. ДСТУ Б Д.2.2-1:2008. *Ресурсные элементные сметные нормы на строительные работы. Бетонные и железобетонные конструкции монолитные. Сборка и разборка опалубки (сборник 6).* – К.: Минрегион Украины, 2008. – 35с.
5. ДСТУ Б Д.2.2-3:2008. *Ресурсные элементные сметные нормы на строительные работы. Бетонные и железобетонные конструкции монолитные.*

*Бетонные работы (сборник 6).* – К.: Минрегион Украины, 2008. – 15с.

6. *Стіна будівлі: Патент на корисну модель UA №38504, МПК (2006) E04B 2/00 E04B 2/84, Сопельник В.І., Сопельник К.В., Таран Р.А., Таран В.В.; заявлено 04.08.2008, Опуб. 12.01.2009, Бюл. №1.*

**АННОТАЦИЯ**

Рассмотрено новое конструктивно-технологическое решение по возведению многослойной стены с использованием магнезитовых плит в виде несъемной опалубки и монолитного пенополистиролбетона в качестве основной части стены. Приведены результаты теплотехнического расчета. Описана технологическая последовательность возведения стеновой конструкции. Представлены преимущества предложенного решения.

Ключевые слова: несъемная опалубка, стена здания, магнезитовые плиты, пенополистиролбетон, теплоизоляция.

**ANNOTATION**

Considered new construction-technological solution for multilayer wall with the use of magnesite slabs of concrete panel and Insitu polystyrene foam concrete as the main part of the wall. The results of heat engineering calculation. Describes the technological sequence of erection of wall construction. The advantages of this solution are presented.

Keywords: permanent shuttering, the wall of the building, magnesite plates, foampolystyrene concretes, heat insulation.



**Науково-дослідний інститут будівельного виробництва (НДІБВ)**

**Пропонуємо нормативну та методичну літературу:**

№ п/п	Найменування	мова	Ціна за Шт..
1	„Методичні рекомендації визначення вартості робіт з обстеження, оцінки технічного стану і паспортизації будівель і споруд”	Укр.	120,00
2	ДБНУ „Ремонт і підсилення несучих та огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд”	Укр./рус.	250,00
3	«Методичні рекомендації з виконання геодезичних робіт у будівництві»	Укр.	120,00
4	<b>«Типові норми чисельності працюючих на підприємствах комунальної теплоенергетики»</b>	Укр.	700,00
5	«Посібник з питань здійснення державного архітектурно-будівельного контролю»	Укр.	360,00
6	„Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд”	Укр.	270,00
7	«Гідроізоляція будівель і споруд. Сучасні вимоги»	Укр.	96,00

УДК 69:001.89;624.15;725

*О.М. Галінський, к.т.н.; О.М. Чернухін, к.т.н.;  
С.А. Марчук, НДІБВ, Київ*

## **ВЛАШТУВАННЯ СИСТЕМИ МОНІТОРИНГУ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ КОНТРОЛЬНИХ ПАЛЬ НА БУДІВНИЦТВІ КАФЕДРАЛЬНОГО СОБОРУ У КИЄВІ**

### **АНОТАЦІЯ**

Розглянуто особливості влаштування системи моніторингу напруженого стану контрольних паль, в яких встановлено вібраційні тензодатчики у різних геологічних шарах ґрунту.

Ключові слова: система моніторингу, вібраційні тензодатчики.

У 2010 році в місті Києві розпочато будівництво найбільшого в Україні Кафедрального собору висотою 114 м, який може вмістити одночасно до 5000 прихожан.

Особливістю будівництва собору є складність інженерно-геологічних умов ділянки забудови, яка знаходиться у поймі р. Либідь, та масштабність самої споруди, плитно-палевий фундамент якої виконано з 577 залізобетонних буронабивних паль діаметром 820 мм та глибиною 28,5 м, поверх яких влаштовано монолітний залізобетонний ростверк товщиною 2 м. Палі виконувались під захистом інвентарних металевих обсадних труб, які при бетонуванні вилучались. Ростверк має максимальні розміри у плані 89,5x89,5 м і виконаний цільно-монолітною конструкцією, а його бетонування об'ємом близько 10000 м<sup>3</sup> тривало безперервно 2 доби.

При влаштуванні паль собору було задіяно чотири бурові установки, а бетонування ростверку виконувалось сімома бетононасосами (3 автобетононасоси та 4 стаціонарних).

Будівництво такого масштабу та складності не може лишатися поза увагою науково-дослідних інститутів будівельної галузі (1), тому для вирішення питань влаштування фундаменту собору було залучено фахівців Науково-дослідного інституту будівельного виробництва.

Відомо, що влаштування глибоких фундаментів ускладнюється неможливістю їх візуального контролю на всю глибину. Крім того, існує багато інших факторів, які впливають на якість влаштування

підземних конструкцій, а саме: види ґрунтів, наявність підземних вод, якість інженерно-геологічних вишукувань, правильність проектних рішень, дотримання технології виконання робіт, якість будівельних матеріалів, тип задіяних машин та механізмів, склад та досвід будівельних бригад, погодно-кліматичні умови виконання робіт тощо.

Тому серед заходів, необхідних для забезпечення якості влаштування фундаменту споруди, надійності та довговічності її експлуатації генпроектувальник (ТОВ "ВІСАК") поставив вимогу влаштувати систему моніторингу напруженого стану паль, здійснювати контроль технології їх влаштування, здійснювати неруйнівний контроль влаштованих паль акустичним та ультразвуковим методами. Виконання цих робіт було надано НДІБВ.

Система моніторингу являє собою дев'ять оснащених вібраційними тензодатчиками паль, за напруженим станом яких будуть здійснюватись спостереження під час будівництва та експлуатації Кафедрального собору (2).

Для влаштування системи моніторингу було обрано дев'ять найбільш навантажених за даними проектувальників паль (№ 2, 148, 150, 229, 283, 416, 434, 481, 544), які розташовані в різних точках пального поля таким чином, щоб моніторинг цих паль надавав можливість об'єктивної оцінки напруженого стану стосовно усього фундаменту споруди.

План пального поля з розташуванням контрольних паль наведено на рисунку 1.

Для влаштування системи моніторингу кожна контрольна паля була оснащена вібраційними тензодатчиками, які дозволяють фіксувати існуючі напруження у палях. Для надійності роботи системи моніторингу кожна контрольна паля оснащена тензодатчиками двох виробників: GV-2411 (виробництва фірми GeoVan, Південна Корея) та Geokon 4200 (виробництва фірми Geokon, США).

Загальний вигляд та конструкція датчика Geokon 4200 зображені на рисунках 2 та 3.

Датчик являє собою конструкцію, що складається з порожнистого захисного футляру у вигляді металевої трубки, всередині якої знаходиться сталевий дріт. Сталевий дріт, в свою чергу, натягнений між двома кінцевими блоками, які закріплені на протилежних кінцях захисного футляру. Датчик оснащено електромагнітною зчитувальною котушкою, яка заміряє частоту вібрації натягнутого сталевого дроту. Заміряна електромагнітною котушкою

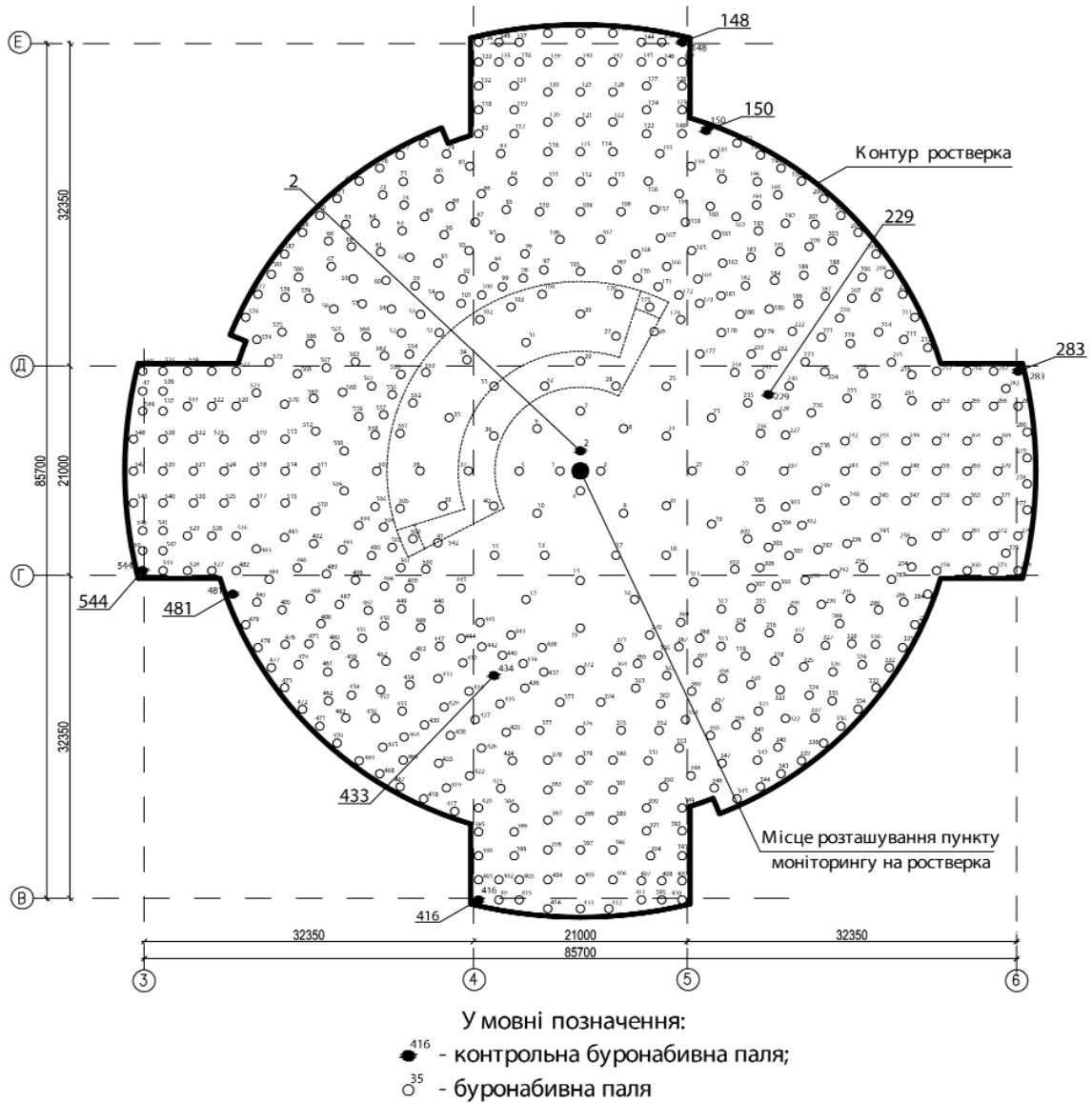


Рис. 1. План пального поля з розташуванням контрольних палей

кою частота електрокабелем передається на спеціальний пристрій, на дисплеї якого виводиться показник частоти коливань сталевго дроту.

Робота датчика базується на принципі зміни частоти вібрації сталевго дроту при збільшенні або зменшенні навантаження, яке прикладається до кінцевих блоків датчика.

За допомогою інженерних розрахунків різниця частоти коливань трансформується у показник зміни напруження, яке діє між кінцевими блоками датчика.

Датчик GV-2411 має аналогічний з датчиком Geokon 4200 принцип дії, але відрізняється способом монтажу на досліджуваній палі. Датчик GV-2411 кріпиться точковим низьковольтним зварюванням до спеціально підготовленої площадки на арматурному стрижні. Таку площадку неможливо

підготувати в умовах будівельного майданчика, тому вона виготовлялась в лабораторіях НДІБВ на відрізках арматурних стрижнів довжиною 1,2 м та діаметром 28 мм, що відповідає діаметру робочої арматури контрольних палей. Відрізки арматурних стрижнів з датчиками GV-2411 кріпляться до армокаркасів контрольних палей нейлоновими хомутами або в'язальним дротом.

Схеми кріплення датчиків до робочої арматури контрольних палей зображено на рисунку 4.

Електрокабелі датчиків, закріплених на армокаркасі контрольної палі, заводяться всередину пластмасової гофрованої труби (для запобігання механічним пошкодженням електрокабелів при бетонуванні палі), яка протягується в бік оголовка палі. Гофрована труба закріплюється до стрижнів



Рис. 2. Загальний вигляд датчика Geokon 4200

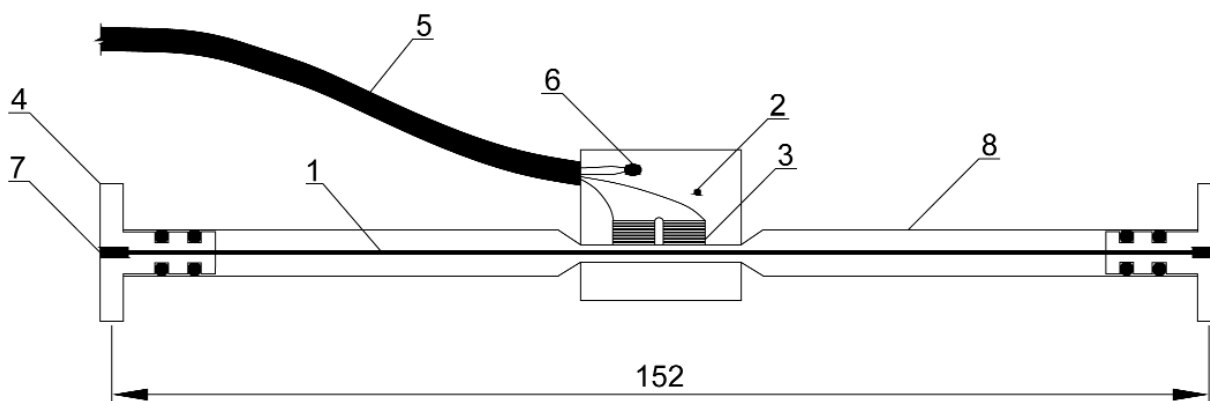


Рис. 3. Конструкція датчика Geokon 4200

1 – сталевий дріт; 2 – блок розміщення котушок і термістора; 3 – електромагнітна зчитувальна котушка; 4 – кільцеподібний кінцевий блок; 5 – електрокабель; 6 – термістор; 7 – затискач для дроту; 8 – захисний футляр

робочої арматури нейлоновими хомутами з кроком близько 0,5 м.

Закріплений на армокаркасі контрольної палі датчик Geokon 4200 зображено на рисунку 5.

Для улаштування системи моніторингу на армокаркасі кожної контрольної палі (до монтажу армокаркаса у свердловину) були закріплені усі датчики. Після монтажу армокаркаса у свердловину контрольна паля бетонувалась. Після тужавіння бетону кінцеві блоки датчиків Geokon 4200 та арматурні відрізки з датчиками GV-2411 знаходяться у щільному контакті з бетоном палі, і будь-яке напруження, що виникає в палі, змінює частоту коливань сталевого дроту датчиків.

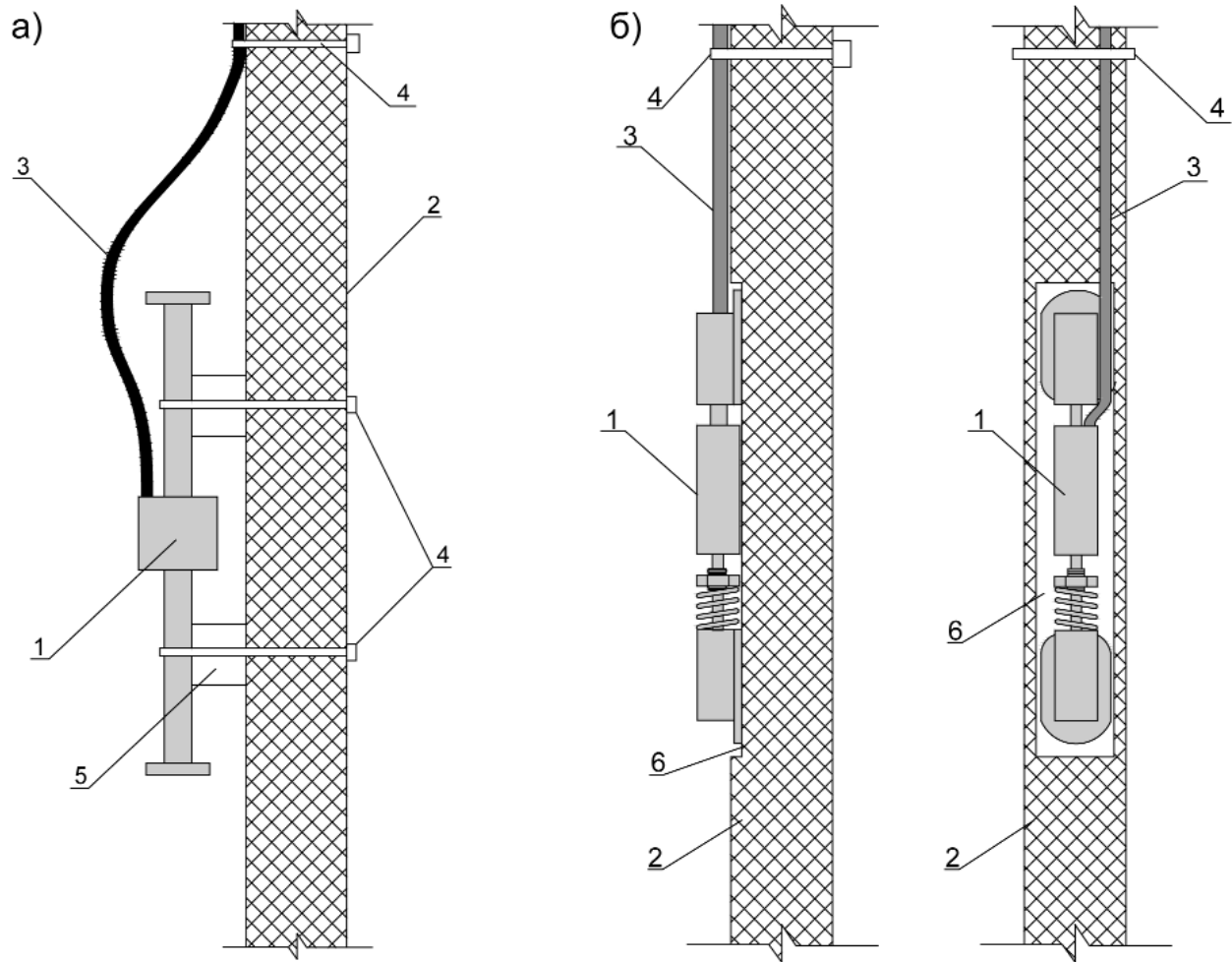
Після аналізу даних інженерно-геологічних вишукувань, згідно з якими палі прорізають шари різних типів ґрунту, – насипний ґрунт, супісок, суглинок, глину та пісок, – враховуючи, що палі в різних шарах ґрунту мають різну несучу здатність,

було прийнято рішення встановити на кожній з контрольних палей по 10 тензодатчиків: 2 датчики у супіску на відм. – 6,0 м, 2 датчики у суглинку на відм. – 14,0 м, 3 датчики у глині на відм. – 21,0 м та 3 датчики у піску (в несучому шарі ґрунту) на відм. – 27,0 м. Фактичні відмітки глибини залягання різних шарів ґрунту для кожної контрольної палі було уточнено працівниками НДІБВ при бурінні свердловин під контрольні палі.

Всього на дев'яти контрольних палях було встановлено 90 вібраційних тензодатчиків.

Схема розташування тензодатчиків на контрольних палях та геологічний розріз зображено на рисунку 6.

Однією із складностей влаштування системи моніторингу було те, що усі зварювальні роботи на арматурному каркасі контрольної палі необхідно було виконати до встановлення на ньому датчиків, оскільки всередині датчиків знаходиться тонкий



**Рис. 4.** Схема кріплення датчиків Geokon 4200 та GV-2411 до робочої арматури контрольної палі:

*а* – схема кріплення датчика Geokon 4200; *б* – схема кріплення датчика GV-2411

1 – датчик, 2 – арматурний стрижень, 3 – електричний кабель, 4 – нейлоновий хомут, 5 – дерев'яна підкладка, 6 – підготовлена на арматурі площадка для монтажу датчика методом точкового зварювання

сталевий дріт, який при потраплянні на нього високої напруги може пошкодитись.

Оскільки в свердловину вставляли армокаркаси зі змонтованими на них датчиками, то для уникнення з'єднання верхньої та нижньої частин арматурного каркаса контрольної палі електродуговим зварюванням було вирішено з'єднувати арматурні стрижні металевими хомутами, попередньо виготовленими у лабораторіях НДІБВ (на кожне з'єднання двох арматурних стрижнів два металеві хомути).

З'єднані хомутом арматурні стрижні зображено на рисунку 7.

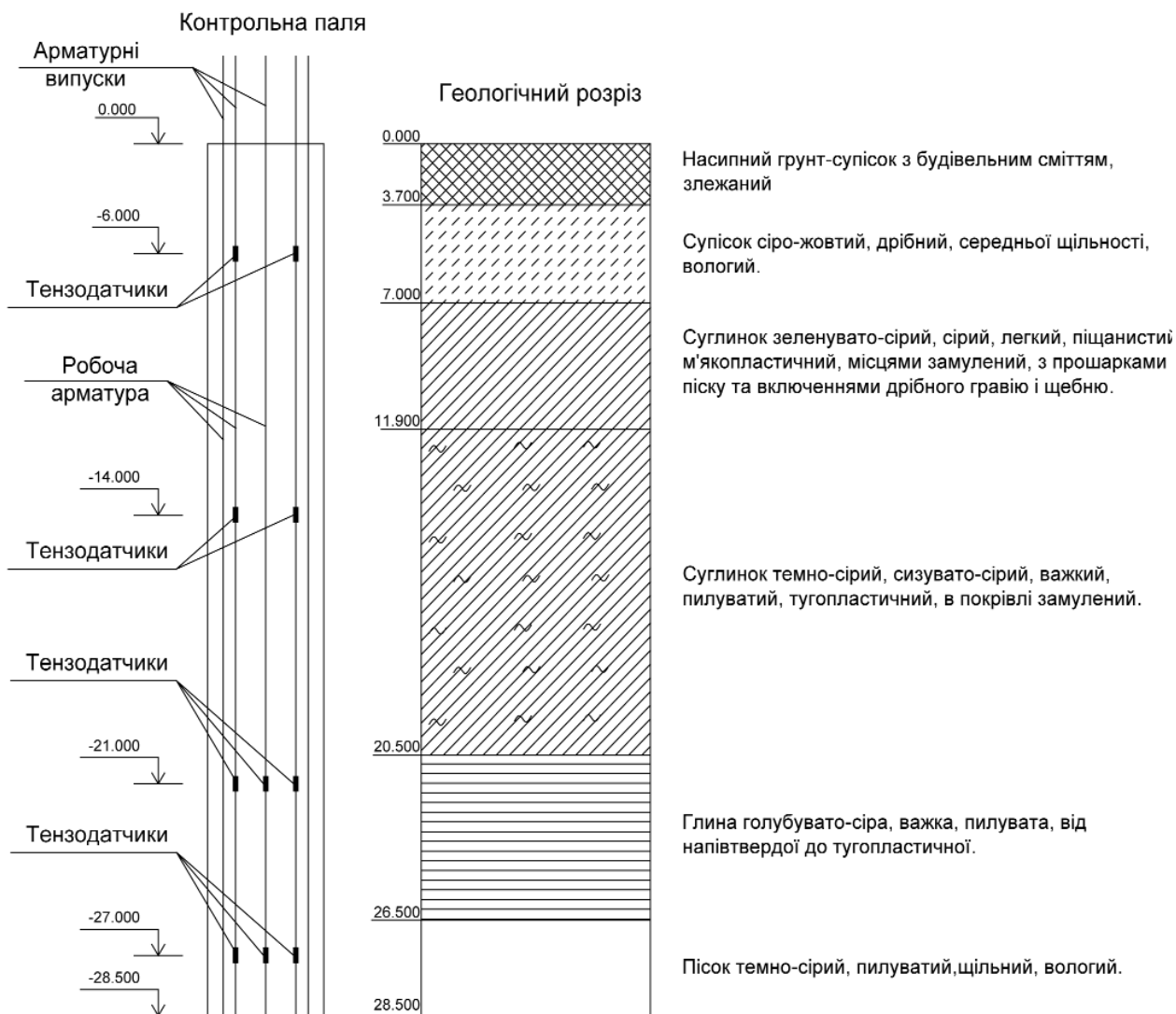
Оснащений датчиками арматурний каркас контрольної палі монтувався у свердловину в декілька етапів. Спочатку в свердловину опускалась нижня частина армокаркаса палі. Після фіксації нижньої частини каркаса на вершні обсад-

ної труби до свердловини подавалась верхня частина армокаркаса. Виконувалось з'єднання обох частин армокаркаса металевими хомутами. Після цього вже з'єднаний армокаркас опускався до свердловини і, по мірі його опускання, всередині армокаркаса протягувалась гофрована труба з електрокабелями датчиків нижньої частини каркаса. Гофрована труба, що протягувалась, приєднувалась до робочого арматурного стрижня нейлоновими хомутами. Після монтажу армокаркаса у свердловину виконувалось бетонування палі.

При улаштуванні контрольних паль працівниками НДІБВ виконувався науково-технічний супровід їх будівництва. Здійснювався контроль технології улаштування паль, виконувалась вхідний контроль бетонної суміші та перевірялась міцність на стиск відібраних перед бетонуванням зразків бетону. Ці заходи сприяли уникненню порушень в



**Рис. 5.** Закріплені на армокаркасі контрольної палі датчик Geokon 4200:  
 1 – арматурний каркас контрольної палі, 2 – гофрована труба, 3 – датчик Geokon 4200,  
 4 – дерев'яна підкладка, 5 – нейлоновий хомут



**Рис. 6.** Геологічний розріз та схема розташування тензодатчиків на контрольних палях



**Рис. 7.** З'єднуючий арматурні стрижні металевий хомут:

1 – стрижні робочої арматури верхнього та нижнього каркасів контрольної палі,  
2 – металевий хомут, 3 – металева пластина

технології та гарантували якість улаштування контрольних паль.

Якість улаштування контрольних паль було перевірено неруйнівними методами ультразвукового та акустичного контролю. Було встановлено, що палі не мають порушень суцільності бетону, а їх глибини знаходяться в допустимих межах коливання (3).

Після улаштування пального поля було влаштовано монолітний залізобетонний ростверк, у тілі якого працівниками інституту прокладено електричні кабелі від влаштованих контрольних паль. Електричні кабелі затягувались у металорукав, який закріплювався нейлоновими хомутами до арматурного каркаса ростверка (до його бетонування). Випуски електричних кабелів зведено до центра ростверка, на якому буде влаштовано пункт спостереження (моніторингу) за напруженим станом контрольних паль.

При улаштуванні ростверка працівниками інституту виконувався НТС технології та здійснювались заходи для недопущення пошкоджень прокладених у армокаркасі ростверка металорукавів з кабелями від датчиків контрольних паль. Під час бетонування було заборонено просувати бетонолітну трубу та вібратор крізь чарунки армо-

каркаса, на яких закріплено металорукав та було заборонено направляти на нього напірний струмінь бетонної суміші. При бетонуванні ростверка проводився візуальний контроль цілісності прокладених металорукавів та нейлонових хомутів (4).

На усіх етапах улаштування системи моніторингу напруженого стану контрольних паль перевірялася працездатність тензодатчиків зі складанням актів засвідчення. Працездатність тензодатчиків перевірялася: перед їх закріпленням на армокаркасах контрольних паль, після монтажу армокаркасів у свердловини, після бетонування паль, після прокладання електрокабелів датчиків у армокаркасі ростверка та після бетонування ростверка. Складено акти огляду прихованих робіт на влаштовані у контрольних палях датчики та на прокладені у тілі ростверка електрокабелі датчиків.

Таким чином, при улаштуванні фундаменту Кафедрального собору Науково-дослідним інститутом будівельного виробництва на виконання вимог ДБН В.1.2-5:2007 "Науково-технічний супровід будівельних об'єктів" /5/ вперше в Україні було влаштовано систему, яка дозволяє здійснювати моніторинг напруженого стану паль під час будівництва та експлуатації споруди.

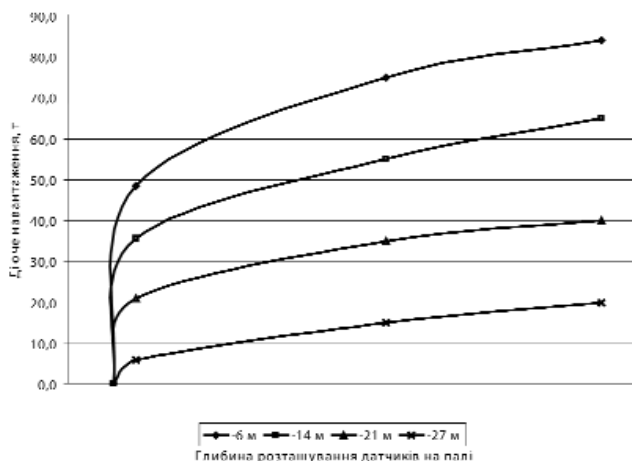


Рис. 8. Графік діючих навантажень у контрольній палі №2

Після улаштування ростверка інститутом періодично виконуються заміри показань тензодатчиків контрольних паль. За отриманими результатами визначаються навантаження, що діють у контрольних палях по їх глибині.

Графік діючих навантажень у одній з контрольних паль (паля №2) за результатами трьохмісячних замірів після влаштування ростверка зображено на рисунку 8.

### Висновки

1. Вперше в Україні влаштовано систему, яка дозволяє здійснювати моніторинг напруженого стану паль під час будівництва та експлуатації споруди.

2. На всіх етапах реалізації технології улаштування пальового поля з ростверком було виконано заходи для забезпечення цілісності складових системи моніторингу та здійснено контроль її цілісності.

3. Здійснено перші заміри показань датчиків на всіх рівнях їх розміщення на палях (у різних геологічних шарах), за якими розпочато моніторинг напруженого стану паль під будівлею.

### ЛІТЕРАТУРА

1. А.М. Галінський "Особенности строительства подземных выемок и фундаментов глубокого заложения в условиях плотной застройки" / О.М. Галінський // Нові технології в будівництві. – 2010. – №1(19). – С. 3-8.

2. Звіт про НДР "Обладнання контрольних паль для ведення моніторингу їх стану при спорудженні Кафедрального собору у м. Києві по Залізничному шосе, 3", НДІБВ, 2010.

3. Звіт про НДР "Проведення контролю якості улаштування паль на будівництві Кафедрального собору у м. Києві по Залізничному шосе, 3", НДІБВ, 2011.

4. Звіт про НДР "Прокладання кабелів у тілі ростверка від контрольних паль до пункту спостереження (моніторингу) за станом цих паль на будівництві Кафедрального собору у м. Києві по Залізничному шосе, 3", НДІБВ, 2012.

5. ДБН В.1.2-5:2007 "Науково-технічний супровід будівельних об'єктів".

### АННОТАЦІЯ

Рассмотрены особенности устройства системы мониторинга напряженного состояния контрольных свай, в которых установлены вибрационные тензодатчики в разных геологических слоях грунта.

Ключевые слова: система мониторинга, вибрационные тензодатчики.

### ANNOTATION

The features of the system of monitoring the stress state control piles, which set vibrating strain gauges in different geological layers of the soil.

Keywords: monitoring system, vibration strain gages.



УДК 693.61:69.059.25

*О.С. Молодід, КНУБА, Київ*

## ЗАЛЕЖНІСТЬ ПОКАЗНИКІВ РЕСТАВРАЦІЙНОЇ ЦЕМ'ЯНКОВОЇ ШТУКАТУРКИ ВІД СПОСОБУ УЩІЛЬНЕННЯ ШТУКАТУРНОЇ СУМІШІ

### АНОТАЦІЯ

Наведено результати досліджень впливу способу ущільнення запропонованої реставраційної цем'янкової штукатурки після її формування в опалубку на створення в ній тріщин, міцність на стиск, міцність зчеплення з основою та пористість.

Ключові слова: реставрація, цем'янкова штукатурка, ущільнення, штикування, вібрування, розчинна суміш, фізико-механічні показники.

**Постановка проблеми.** За результатами аналітичних та експериментальних досліджень було запропоновано реставраційну цем'янкову штукатурну розчинну суміш [1]. Лабораторні дослідження запропонованого матеріалу показали, що його експлуатаційні показники відповідають вимогам, установленим Європейською асоціацією реставраторів [2]. Опираючись на загальновідомі положення, автор установив [3], що під впливом певних технологічних чинників фізико-механічні показники запропонованої штукатурки можуть змінюватись. Для вивчення впливу технології штукатурення способом формування розчинної суміші в опалубку на експлуатаційні показники штукатурки із запропонованого матеріалу було виконано ряд експериментальних досліджень [4].

**Ціль цієї статті** — викладення результатів досліджень впливу способу ущільнення штукатурної розчинної суміші в опалубці на фізико-механічні показники цем'янкової штукатурки.

**Виклад основного матеріалу.** Експериментальні дослідження виконували в лабораторії з температурою повітря 18 — 20° С і вологістю повітря близько 50 %.

На окремих цеглинах було виготовлено фрагменти штукатурки методом формування розчинної суміші в прикріплену до цегли опалубку-бортоснастку розміром 250 x 120 мм.

Першого дня на основу для штукатурки на всі цеглини нанесли ґрунтовку "Ceresit СТ 17". На другий день на 50 % площі основи (проґрунтованої поверхні) нанесли контактний шар з допомогою трафарету. Третього дня, безпосередньо перед початком укладання розчинної суміші, поверхню цегли з контактним шаром зволожили до 12 % і відразу ж влаштували штукатурний шар. Для цього до цегли кріпили опалубку-бортоснастку, змащену мастилом "АГАТ-С5".

Розчинну суміш з водов'язучим відношенням 1,1 перемішували під час приготування впродовж 2 хв.

У дві опалубки-бортоснастки укладали розчинну суміш без ущільнення. У наступні чотири опалубки-бортоснастки укладали розчинну суміш, штикуючи її в двох опалубках по 20 раз металевим стрижнем діаметром 6 мм і в двох інших — 40 раз. Ще в шести опалубках-бортоснастках розчинну суміш ущільнювали вібруванням опалубки. Для вібрування до бокової металевої сторони опалубки прикладали зусилля перфоратора в режимі "удар". За хвилину перфоратор виконував 2550 ударів енергією 2,2 Дж кожен. Таким способом суміш у кожних двох із шести опалубок вібрували впродовж 10, 30 та 60 с.

Через 24 год. після формування штукатурки бортоснастку знімали з цегли і оглядали штукатурку на наявність тріщин. Огляд періодично повторювали впродовж наступних 27 діб. За результатами оглядів на отриманих зразках штукатурки тріщин не було виявлено.

Із фрагментів штукатурок розміром 250 x 120 мм вирізали зразки для визначення їх фізико-механічних показників (міцності на стиск, міцності зчеплення з основою, пористості) за стандартними методиками. Результати дослідів наведені в таблиці 1.

Експеримент показав, що при ущільненні суміші штикуванням міцність штукатурки збільшується майже пропорційно збільшенню кількості разів штикування. Міцність штукатурки, розчинну суміш якої штикували 20 раз, збільшилась на 0,16 МПа у порівнянні із міцністю штукатурки, суміш якої не ущільнювали, а штукатурка, суміш якої штикували 40 раз, має міцність на стиск більшу на 0,27 МПа. Отже, міцність на стиск штукатурних зразків збільшилась на 8,6 % та 14,6 % при штикуванні суміші 20 та 40 разів відповідно у порівнянні із штукатуркою, суміш якої не ущільнювали.

Таблиця 1. Фізико-механічні показники цем'янкової штукатурки при різних способах ущільнення розчинної суміші

№ серії дослідів	Спосіб ущільнення	Фізико-механічні показники штукатурки:					
		міцність на стиск, МПа		міцність зчепл. з основою, МПа		пористість, %	
1	Без ущільнення	1,85	100 %	0,441	100 %	48,7	100 %
2	Штикування 20 раз	2,01	108,6 %	0,450	102,0 %	46,8	96,0 %
3	Штикування 40 раз	2,12	114,6 %	0,461	104,5 %	44,6	91,6 %
4	Вібрування опалубки 10 с	1,89	102,1 %	0,446	101,0 %	47,6	97,7 %
5	Вібрування опалубки 30 с	2,11	114,0 %	0,460	104,3 %	44,4	91,1 %
6	Вібрування опалубки 60 с	2,23	120,5 %	0,469	106,3 %	43,3	88,9 %
Вимоги нормативних документів		1,5 - 5		> 0,4		> 45	

Аналогічна тенденція збільшення міцності на стиск штукатурних зразків, спостерігається і при збільшенні тривалості вібрації опалубки. Міцність на стиск зразків штукатурки, суміш якої вібрували 10 с, 30 с та 60 с на 2,0 %, 14,0 % та 20,5 % відповідно, вища у порівнянні із штукатуркою, суміш якої не вібрували взагалі.

За результатами експериментів побудовано графіки зміни міцності на стиск штукатурки в залежності від різної кількості роботи ущільнення (рис.1, а, б). Ці залежності апроксимовані математичними функціями.

Отже, міцність штукатурки на стиск змінюється при зміні кількості роботи ущільнення за наступними математичними залежностями:

– при штикуванні:

$$R_{ct} = -6 \cdot 10^{-5} \cdot n^2 + 9,2 \cdot 10^{-3} \cdot n + 1,85, \quad (1)$$

де  $n$  – кількість штикування, разів.

– при вібруванні:

$$R_{ct} = -6 \cdot 10^{-5} \cdot t^2 + 1,06 \cdot 10^{-2} \cdot t + 1,82, \quad (2)$$

де  $t$  – тривалість вібрування, с.

У цілому слід відмітити, що показники міцності на стиск штукатурки, за результатами всіх дослідів, знаходяться в межах від 1,5 до 5,0 МПа і задовольняють вимогам нормативних документів до реставраційних штукатурок [2].

Міцність зчеплення штукатурного шару з основою на 2,0 % вища при штикуванні розчинної суміші металевим стрижнем 20 разів і на 4,5 % при штикуванні 40 разів у порівнянні із штукатурним шаром, суміш якого не штикували

Експеримент також засвідчив, що збільшення тривалості вібрування опалубки збільшує міцність зчеплення з основою. Так, зі збільшенням тривалості вібрування до 10 с міцність зчеплення з основою збільшується на 1,1 %. Підвищення

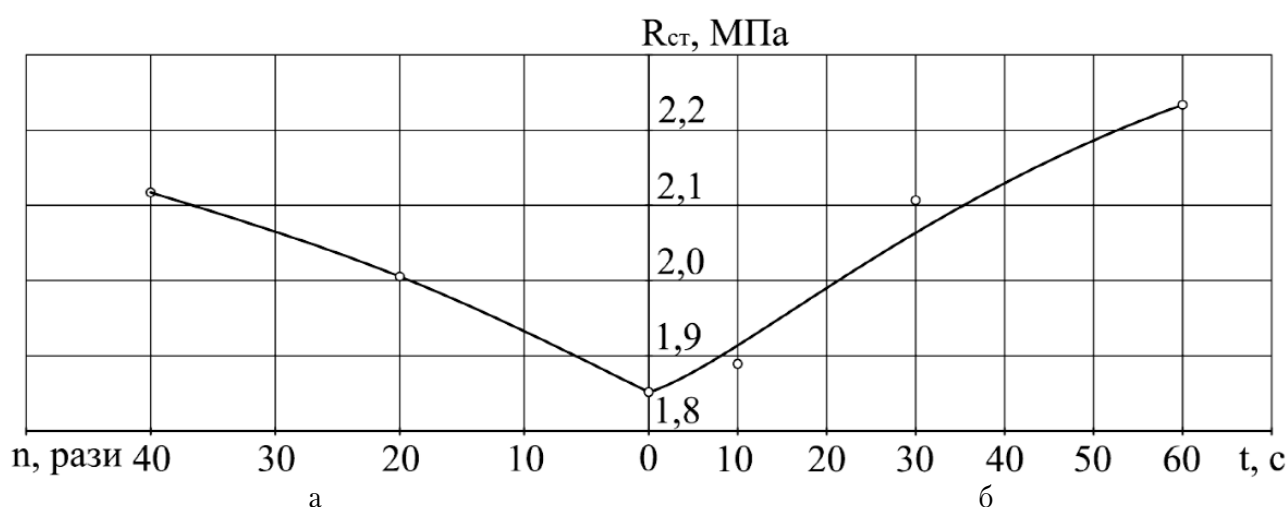
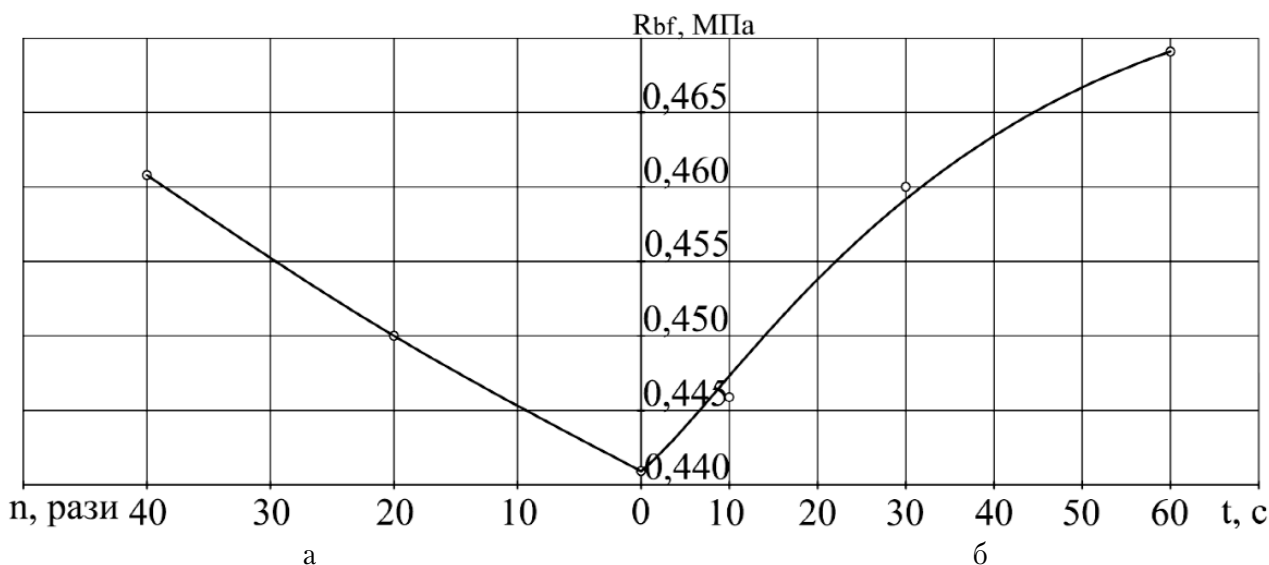


Рис. 1. Залежність міцності штукатурки на стиск від зміни кількості роботи ущільнення розчинної суміші: а – штикування; б – вібрування



**Рис. 2.** Залежність міцності зчеплення штукатурки з основою від зміни кількості роботи ущільнення розчинної суміші: а – штикування; б – вібрування

міцності зчеплення зі збільшенням тривалості вібрування до 30 с та до 60 с складає 4,3 % і 6,3 % відповідно.

За результатами експериментів побудовано графіки зміни міцності зчеплення штукатурки з основою в залежності від різної кількості роботи ущільнення (рис.2, а, б). Ці залежності апроксимовані математичними функціями.

Таким чином, міцність зчеплення з основою змінюється при зміні роботи ущільнення за наступними математичними залежностями:

– при штикуванні:

$$R_{bf} = 3 \cdot 10^{-6} \cdot n^2 + 4 \cdot 10^{-4} \cdot n + 0,441, \quad (3)$$

де x – кількість штикування, разів.

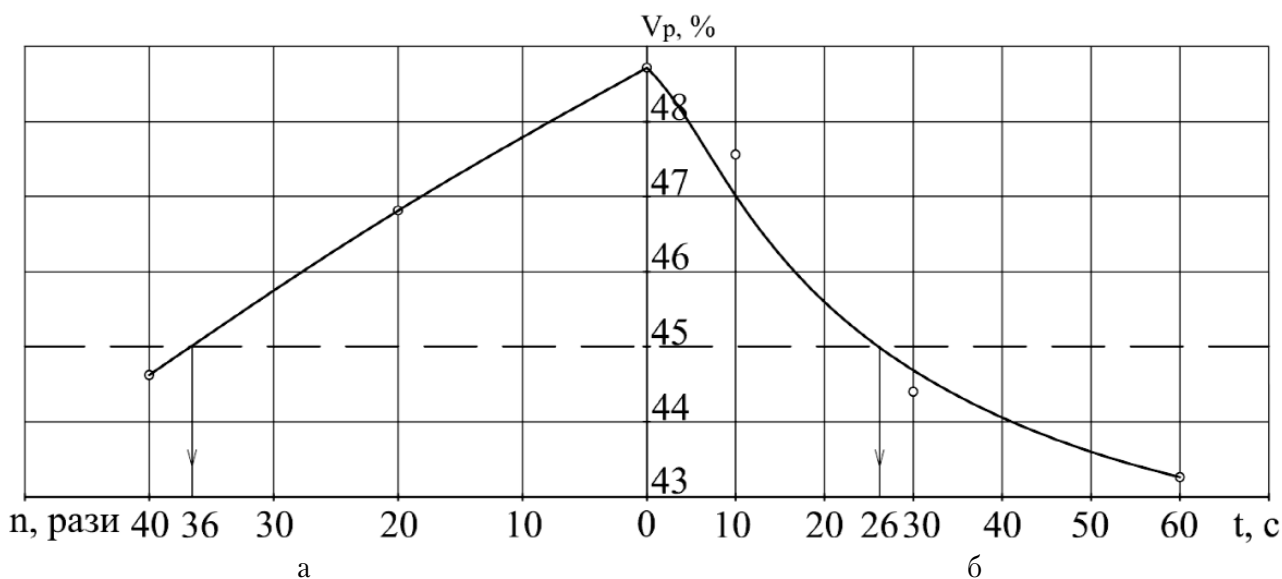
– при вібруванні:

$$R_{bf} = -5 \cdot 10^{-6} \cdot t^2 + 8 \cdot 10^{-4} \cdot t + 0,44, \quad (4)$$

де t – тривалість вібрування, с.

Слід зазначити, що всі значення показника міцності зчеплення штукатурки з основою більші ніж 0,4 МПа і задовольняють нормативні вимоги [2].

Пористість штукатурки, суміш якої не ущільнювали, складає 48,7 %, а штукатурки, суміш якої



**Рис. 3.** Залежність пористості штукатурки від зміни кількості роботи ущільнення розчинної суміші: а – штикування; б – вібрування; - - - - - нижня межа рекомендованого значення пористості

**Таблиця 2. Кількість роботи з ущільнення розчинної суміші, при якій пористість штукатурки більша 45 %**

№ з/п	Спосіб ущільнення	Рекомендована кількість роботи з ущільнення
1	Штикування металевим стрижнем, разів	від 0 до 36
2	Вібрування перфоратором опалубки, с	від 0 до 26

штикували стрижнем 20 разів, — 46,8 %, що нижче на 4,0 % від пористості штукатурки, суміш якої не штикували. При збільшенні кількості штикування розчинної суміші до 40 разів пористість штукатурки знизиться до 44,6 %, що нижче від необхідного, встановленого нормами [2]. Нормоване значення пористості передбачено не нижче 45 %.

Пористість штукатурки, розчинну суміш якої ущільнювали вібруванням опалубки протягом 10 с, знизилась на 2,2 % у порівнянні із штукатуркою, суміш якої не вібрували. При вібруванні опалубки з штукатурною сумішшю протягом 30 с та 60 с пористість штукатурки знижується відповідно на 8,8 % та 11,0 % і складає 44,4 % та 43,3 %, що нижче за мінімальне необхідне значення в 45 %.

За результатами експериментів побудовано графіки зміни пористості штукатурки в залежності від різної кількості роботи ущільнення (рис.3, а, б), ці залежності апроксимовані математичними функціями.

Отже, пористість штукатурки змінюється при зміні роботи ущільнення за наступними математичними залежностями:

– при штикуванні:

$$V_p = -4 \cdot 10^{-4} \cdot n^2 - 8,75 \cdot 10^{-2} \cdot n + 48,7, \quad (5)$$

де  $x$  — кількість штикування, разів.

– при вібруванні:

$$V_p = 1,6 \cdot 10^{-3} \cdot t^2 - 0,192 \cdot t + 48,93, \quad (6)$$

де  $t$  — тривалість вібрування, с.

Результати досліджень та їх графічна ілюстрація свідчать, що для отримання необхідної пористості штукатурки (більше 45 %) кількість роботи ущільнення запропонованої розчинної суміші необхідно обмежити (див. рис. 3, табл. 2).

**Висновки:**

1. На функціональну якість реставраційної

цем'янкової штукатурки значний вплив має спосіб ущільнення розчинної суміші після її укладання в опалубку.

2. Штукатурка має необхідну міцність на стиск (1,5 — 5 МПа) при ущільненні як штикуванням, так і вібруванням. Міцність на стиск зростає пропорційно зі збільшенням роботи ущільнення.

3. Міцність зчеплення штукатурки з основою більша 0,4 МПа виявлена при будь-якому із досліджуваних способів ущільнення розчинної суміші.

4. Пористість штукатурки більша 45 % зберігається при ущільненні розчинної суміші штикуванням до 36 разів або вібруванням опалубки не довше 26 с.

**ЛІТЕРАТУРА**

1. Терновий В. І. Дослідження складу реставраційної цем'янкової штукатурки / В. І. Терновий, Р. Б. Гуцуляк, О. С. Молодід // Теорія і практика будівництва. — Київ: КНУБА. — 2011. Вип.7. — С. 19-22.

2. WTA Merkblatt 2-2-91/D. Sanierputzsysteme. Deutsche Fassung. Stand Juli 1992 (Vorversion): Wissenschaftlich-Technische Arbeitsgemeinschaft fur Bauwerkserhaltung und Denkmalpflege e.V. — WTA-, Munchen; 1992, 9 S. — [Електронний ресурс]. — режим доступу: <http://www.wta.de/>.

3. Молодід О. С. Виявлення технологічних чинників, які впливають на експлуатаційні показники штукатурок / Молодід О. С. // Сучасні технології, матеріали і конструкції у будівництві. — Вінниця : Універсум-Вінниця. — 2012. — № 1. — С. 66–69.

4. Терновий В. І. Дослідження впливу технологічних чинників на основні показники цем'янкової штукатурки / В. І. Терновий, О.С.Молодід / Вісник ОДАБА. — Одеса : "Зовнішрекламсервіс". — 2012. — Вип. 47. — С. 322–327.

УДК 721.01:624.012.3:681.3.06

#### АННОТАЦИЯ

Приведены результаты исследований влияния способа уплотнения предложенной реставрационной цементно-песчаной штукатурки, после ее формирования в опалубку на создание в ней трещин, прочность на сжатие, прочность сцепления с основанием и пористость.

Ключевые слова: реставрация, цементно-песчаная штукатурка, уплотнения, штыкование, вибрирование, растворная смесь, физико-механические показатели.

#### ANNOTATION

The effects of compaction method proposed restoration tsemyankovoyi plaster, after its formation in formwork, to create it cracks, the compressive strength, the strength of adhesion to the base and porosity.

Keywords: restoration, tsemyankova plaster, seal, shtykuvannya, vibration, mortar mix, physical-mechanical parameters.

*Д.О. Городецький, к.т.н.;*

*Є.Б. Стрелець-Стрелецький, к.т.н.;*

*Д.В. Медведенко, ООО ЛІРА САПР;*

*В.П. Максименко, к.т.н., НДІБВ, Київ*

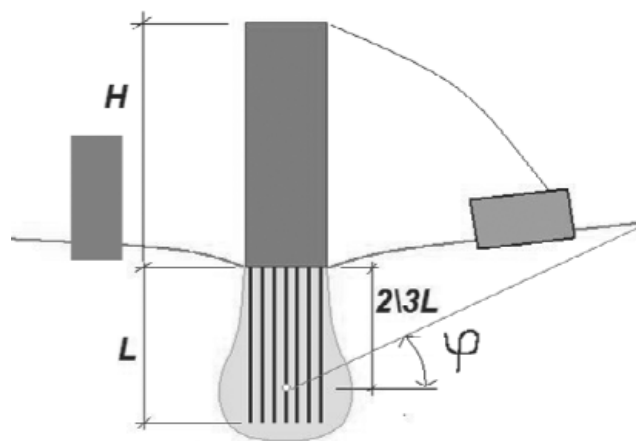
### НОВІ АМОЖЛИВОСТІ СИСТЕМИ ҐРУНТ ДЛЯ ВИЗНАЧЕННЯ ЗОНИ ВПЛИВУ НОВОГО БУДІВНИЦТВА НА ІСНУЮЧУ ЗАБУДОВУ

#### АННОТАЦІЯ

Розглянуто можливості системи ҐРУНТ для визначення параметрів ґрунтової та пальової основ відповідно до моделей Вінклера та Пастернака для визначення зони впливу нового будівництва на існуючу забудову. Наведено класичні та експериментальні методи, а також реалізовані алгоритми обчислення просідання, кренів та перекосів існуючих і проєктованих споруд відповідно до різних нормативних документів. Система ҐРУНТ дозволяє виконувати експертну оцінку впливу нових будівель на існуючу забудову.

Ключові слова: ґрунтова основа, пальові фундаменти.

Враховуючи те, що будівництво висотних будинків відрізняється великими значеннями осідань ґрунтової основи та необхідністю влаштування глибоких котлованів для підземної частини включно із фундаментами, в нормативних документах обов'язковим є визначення зони впливу нового будівництва на деформаційний стан існуючої



**Рис. 1.** Визначення зон впливу нового будівництва на існуючу забудову

Конструктивна схема існуючого будинку	Максимальна допустима величина додаткових осідань ґрунтової основи, см	Відносна різниця осідань ґрунтової основи
Будинки з залізобетонним каркасом	4	0,0020
Будинки з несучими стінами з цегляної та іншої кладки, дрібноштучної кладки з армуванням або влаштуванням залізобетонних поясів	3	0,0015
Будинки з несучими стінами з цегляної кладки без армування	2	0,0010
Будинки з несучими стінами з крупних панелей	1	0,0010

забудови, у тому числі додаткових осідань ґрунтової основи та їх нерівномірності, горизонтальних переміщень, наднормативних кренів, зсувів, руйнування конструкцій тощо [12], [13] (рис. 1).

Допустимі максимальні додаткові осідання ґрунтової основи існуючих будинків у зоні впливу висотного будівництва (згідно з таблицею 4.3 ДБН В.2.2-24:2009 [12]).

Розмір зони впливу (воронки осідань) нового будівництва на ґрунтову основу існуючої забудови для кожного висотного будинку визначається розрахунком у відповідності з нормативними документами з використанням існуючих програмних комплексів, наприклад, ПК "Plaxis", ПК "ЛІРА" та нової версії ПК "ГРУНТ" тощо.

Система ГРУНТ реалізує обчислення параметрів жорсткості природної та пальової основ відповідно до моделей ґрунту Вінклера і Пастернака. Для опису майданчика будівництва в графічному режимі задаються база характеристик ґрунту (ІГЕ), координати та відмітки гирла свердловин, а також характеристики шарів ґрунту в кожній свердловині (рис. 2, 4).

На підставі цих даних формується просторова модель ґрунтової основи, а за відмітками гирл свердловин будується рельєф денної поверхні. При цьому передбачається, що рельєф є досить

гладким (рис. 3). Контроль заданих параметрів може здійснюватися за допомогою відображення геологічних розрізів, які розташовуються уздовж відрізка прямої, проведеної в будь-якому місці заданого майданчика будівництва.

На заданому майданчику будівництва розташовуються довільні полігональні контури існуючих фундаментів на ґрунтовій основі та пальових ростверків проєктованих споруд. Задаються також параметри ростверка і паль (товщина ростверка –  $T_r$ , довжина –  $L$ , діаметр –  $D$ , середній крок паль –  $A_{sp}$ , кількість паль –  $n$ ).

У межах кожного контуру задаються навантаження, прикладені в рівні відмітки підшви відповідного фундаменту (Рис. 4). Навантаження можуть бути задані в довільному місці майданчика. Допускаються такі види навантажень – зосереджені сили та рівномірно розподілені навантаження по всій області довільно окресленого контуру.

Зовнішнє навантаження на пальовий ростверк може бути розподілено по декількох рівнях вздовж довжини паль, що дає можливість точніше моделювати сумісну роботу паль з ґрунтом. Повне навантаження регулюється трьома коефіцієнтами. Коефіцієнт  $K_1$  відповідає частці навантаження на рівень підшви ростверка. Коефіцієнт  $K_2$  відповідає частці навантаження, що діє вздовж дов-

№	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1	Номер	Усл.	Наименование	Цвет	Модуль	Коефициент	Удельный	Коефициент	Природная	Показатель	Вода	Коефициент
2	ИГЭ	обозн.	грунта		деформации,	Пуассона	вес ґрунта,	перехода	влажность,	текучести	Вода	пористости
3					тс/м <sup>2</sup>		тс/м <sup>3</sup>	ко 2 модулю	доли			
4								деформации				
5												
6	1		Насыпной		1000	0.3	1.8	5	0.05	0.2		
7	2		Песок пылеватый		1800	0.3	1.75	5	0.25		W	0
8	3		Супесь		2000	0.3	1.82	5	0.26	1.1	W	0
9	4		Суглинок тугоп...		1800	0.35	1.87	5	0.17	0.26		0
10	5		Глина полутвёр...		2200	0.42	1.92	5	0.02	0.15		

Рис. 2. Пошарові характеристики ґрунтів

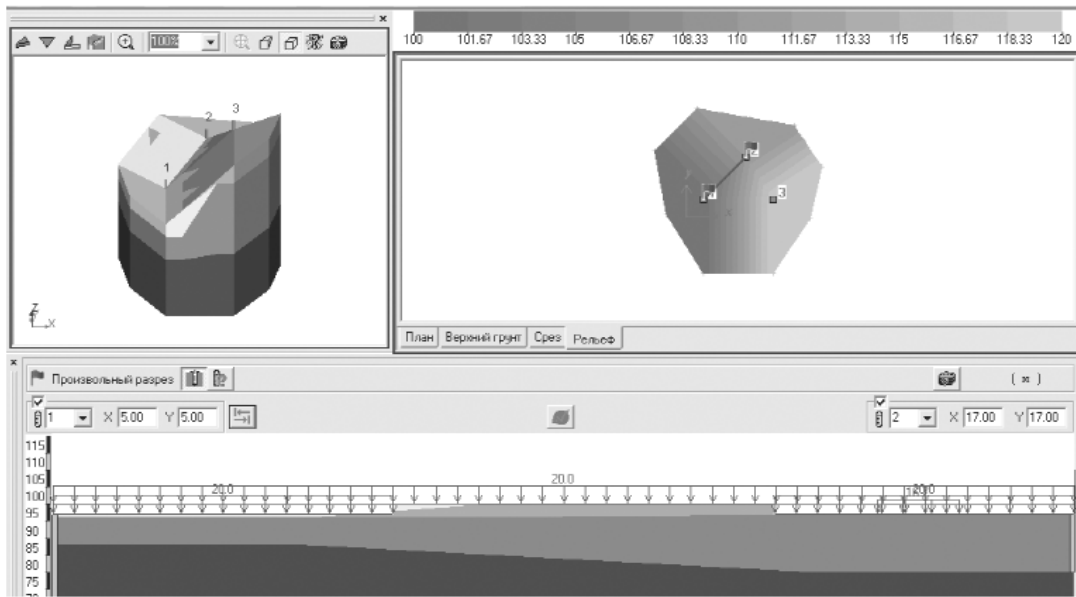


Рис. 3. Просторова модель ґрунтової основи

жини паль. Крім того, частка навантаження вздовж паль (K2) може бути ще розбита на кілька низхідних підрівнів за трикутним законом. Коефіцієнт K3 відповідає частці навантаження на рівень закладення паль у ґрунт. Сума цих коефіцієнтів повинна дорівнювати одиниці.

Система виконує такі операції:

- визначення полів осідань ґрунтової та пальової основ для існуючих і проєктованих будівель у відповідності з заданими навантаженнями та інженерно-геологічними умовами;
- визначення нижньої межі стисливої товщі відповідно до умов різних нормативів;
- обчислення коефіцієнтів пружності ґрунтової основи C1 і C2 відповідно до моделей ґрунту Вінклера і Пастернака;

- обчислення різниць осідань, а також перекосів фундаментів існуючих будівель з урахуванням впливу нового будівництва.

Для виконання обчислень виконується автоматична триангуляція областей, обмежених заданими контурами. У вузлах триангуляції з заданим кроком обчислюються всі необхідні параметри.

Відповідно до заданих навантажень визначаються осідання ґрунту під проєктованими фундаментами і пальовими ростверками. При цьому враховуються положення чинних в Україні та Росії норм з проєктування основ будинків і споруд та пальових фундаментів – ДБН В.2.1-10: 2009, СНиП 2.02.01-83, СП 50-101-2004, а також СП 22.13330.2011 і СП 24.13330.2011 [1-12].

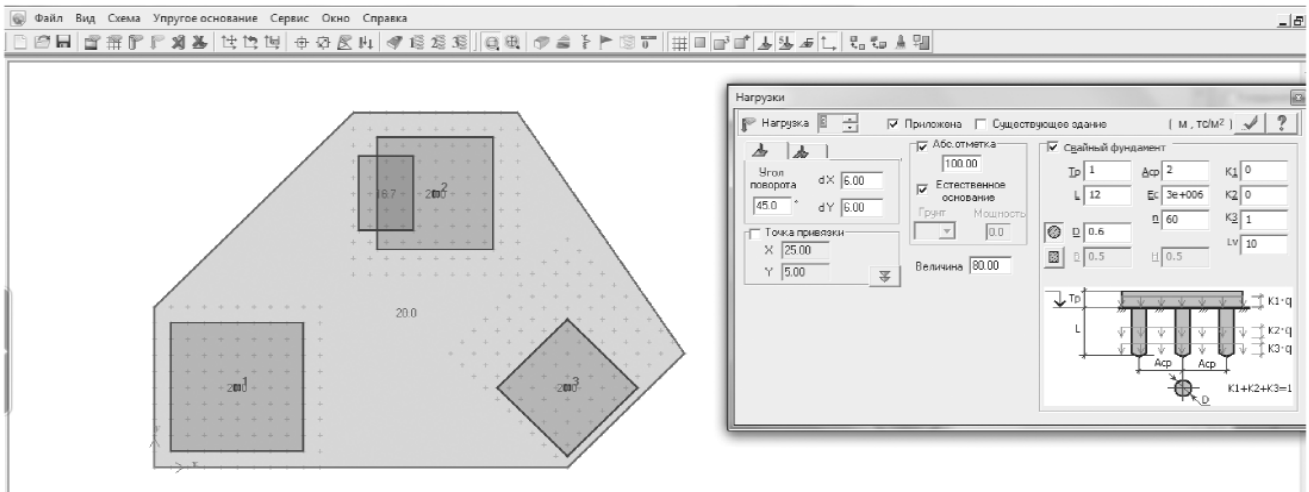


Рис. 4. Завдання навантажень на пальову основу

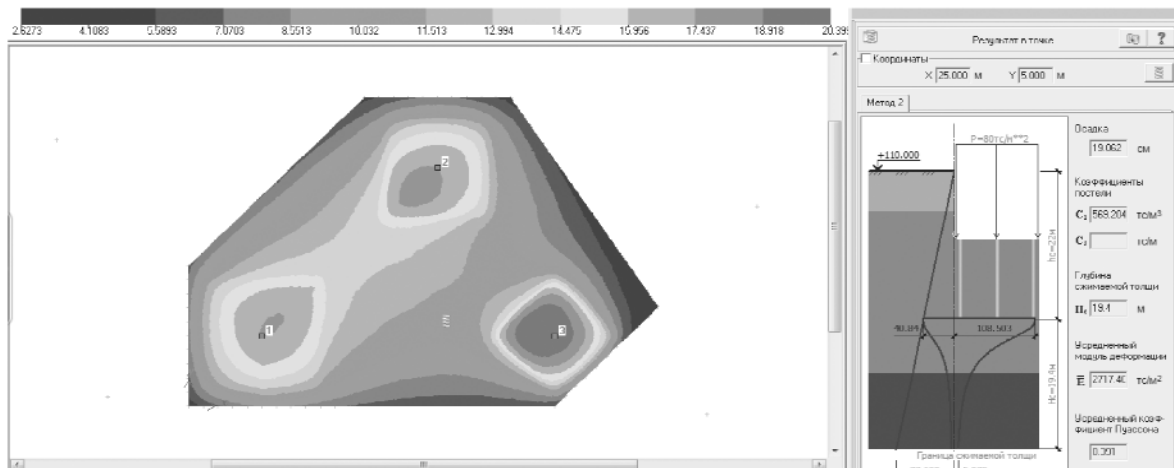


Рис. 5. Ізополя осідань і етюра вертикального напруження

Обчислення осідань  $S$  виконується методом пошарового сумування з використанням схеми лінійно-деформованого півпростору (задача Бусінеска) [8] (рис.5).

Досягнення нижньої межі стисливої товщі  $H_C$  регулюється виконанням умови  $\sigma_{zp} = k \cdot \sigma_{zg}$  за допомогою заданого коефіцієнта  $k$ .

Обчислюються такі складові осідання:

$$W1 = \frac{\sum_{i=1}^n (\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) \cdot h_i}{E_i};$$

$$W2 = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{zy,i} \cdot h_i}{E_{ei}}; \quad W3 = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_{ei}},$$

де  $E_i$  – модуль деформації  $i$ -го шару ґрунту за первинним навантаженням;

$E_{ei}$  – модуль деформації  $i$ -го шару ґрунту за вторинним навантаженням; за замовчуванням  $E_{ei} = E_i$ ;

$\sigma_{zp,i}$  – напруження в  $i$ -тому шарі ґрунту від зовнішнього навантаження;

$\sigma_{zy,i}$  – напруження в  $i$ -тому шарі від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану;

$n$  – кількість підшарів ґрунту від підшови фундаменту до межі стисливої товщі  $H_C$ .

Якщо власна вага ґрунту на рівні підшови більше середнього тиску під підшовою, то  $S = 0.8 \cdot W3$ , інакше

$$S = 0.8 \cdot (W1 + W2).$$

Для обчислення коефіцієнтів постелі використовуються усереднені (в межах зафіксованої глибини стисливої товщі  $H_C$ ) значення модуля де-

формації  $E_{ГР}$  і коефіцієнта бокового розширення  $m_{ГР}$ . Ці значення обчислюються за формулами:

$$E_{ГР} = \frac{\sum_{i=1}^n E_i h_i}{H_C}; \quad m_{ГР} = \frac{\sum_{i=1}^n v_i h_i}{H_C}$$

Коефіцієнт постелі  $C_1$  обчислюється трьома методами.

**Метод 1.** Коефіцієнт постелі  $C_1$  обчислюється за усередненими значеннями  $E_{ГР}$  і  $m_{ГР}$ :

$$C_1 = E_{ГР} / [H_C (1 - 2m_{ГР}^2)]$$

**Метод 2.** Коефіцієнт постелі  $C_1$  обчислюється за формулою Вінклера:

$$C_1 = q/S$$

де  $q$  – середній тиск під підшовою фундаменту.

**Метод 3.** Для визначення коефіцієнта постелі  $C_1$  використовується формула методу 1. Відмінність полягає в тому, що для визначення усередненого модуля деформації  $E_{ГР3}$  вводиться поправочний коефіцієнт  $u$  до величини модуля деформації  $i$ -того підшару. Цей коефіцієнт змінюється від  $u_1=1$  на рівні підшови фундаменту до  $u_n=12$  на рівні вже обчисленої межі стисливої товщі. Прийнято, що коефіцієнт  $u$  змінюється за законом квадратної параболи:

$$u = 11z^2 / H_C^2 + 1$$

Крім того, приймається, що додатковий вертикальний тиск по глибині розподілений рівномірно. Тоді

$$E_{ГР3} = H_C \cdot \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{u_i E_i}$$

Суть методу 3 викладена в роботах [6, 7] і полягає в тому, що насправді модуль деформації ґрунту



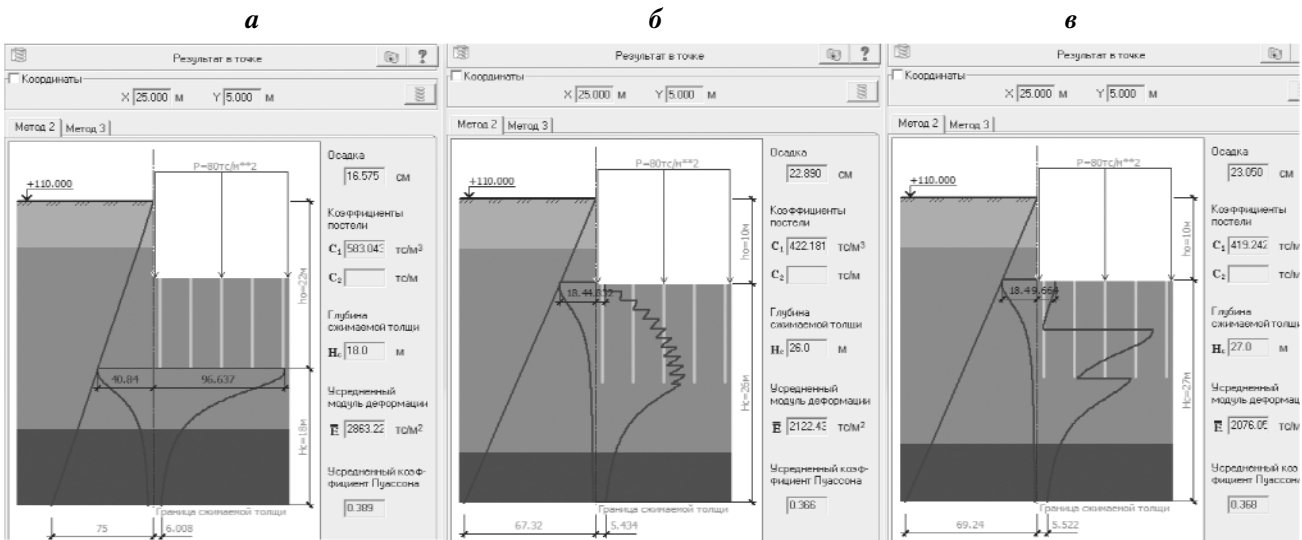


Рис. 6. Еюра вертикального напруження при різному розподілу навантаження вздовж паль

по глибині наростає. Не урахування цього факта призводить до невиправдано завищених значень осідань, а, отже, і до занижених значень коефіцієнта постелі  $C_1$ .

Для методів 1 і 3 коефіцієнт постелі  $C_2$  обчислюється за формулою:

$$C_2 = C_1 H^2 C (1 - 2m_{ГР}) / [6(1 + m_{ГР})]$$

Для методу 2 коефіцієнт постелі  $C_2$  не обчислюється.

За результатами роботи системи виконується побудова полів осідань, меж стисливої товщі, коефіцієнтів постелі Пастернака і Вінклера. Виконується побудова епюр вертикальних напружень в будь-якій точці прикладеного навантаження (рис. 5, 6).

Розрахунок осідання пального фундаменту як умовного відповідно до норм виконується при  $K_1, K_2 = 0$  і  $K_3 = 1$ .

Якщо зовнішнє навантаження на паливий фундамент задано на декілька рівнів, то еюра напружень від нього матиме ступінчастий вигляд, що відображує рівні прикладення відповідних часток навантаження. Так на рис. 6-а показана еюра вертикального напруження при  $K_1 = 0, K_2 = 0, K_3 = 1$ . На рис. 6-б показана еюра вертикального напруження при  $K_1 = 0.05, K_2 = 0.9, K_3 = 0.05$ . Причому,  $K_2$  розбитий на 10 підрівнів (кількість підрівнів може змінюватися за бажанням користувача). На рис. 6-в показана еюра вертикального напруження при  $K_1 = 0.1, K_2 = 0.6, K_3 = 0.3$ .

За результатами обчислень просідань надається можливість обчислення їхніх різниць між існуючими та проектними фундаментами. Визначаються також перекоси фундаментів існуючих будівель, що виникають від проектovaných споруд (рис. 7). Перекоси обчислюються між парами то-

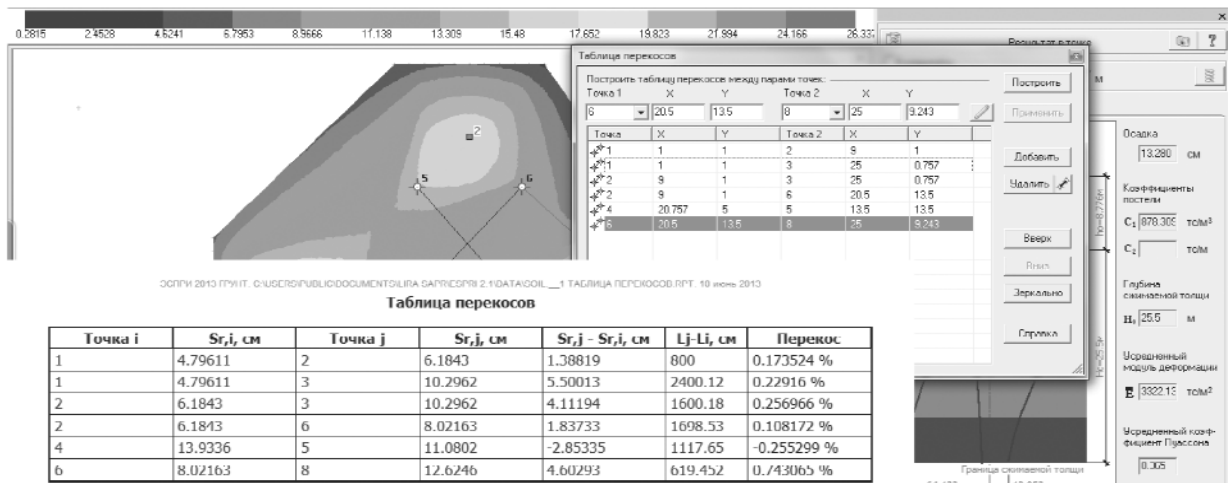


Рис. 7. Таблиці осідань і перекосів

чок, які задані користувачем.

Система ГРУНТ входить до складу таких програмних комплексів, як ЛІРА-САПР, МОНОМАХ-САПР і ЕСПРІ 2013.

## ВИСНОВКИ.

Система ГРУНТ дозволяє виконувати експертну оцінку осідань, кренів та перекосів споруд, як на природній, так і на пальовій основі, а також оцінювати вплив нового будівництва на існуючу забудову.

## ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.2.1-10:2009. *Основи та фундаменти споруд*. Мінрегіонбуд України. Київ, 2009.-107.с
2. СНиП 2.02.01-83. *Основания зданий и сооружений*. М., Стройиздат, 1985. — 40с.
3. СП 50-101-2004. *Основания зданий и сооружений*. М., ФГУП ЦПП, 2005. - 176с.
4. СП 22.13330.2011. *Основания зданий и сооружений*. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*. М., 2011.- 166с.
5. СП 24.13330.2011. *Свайные фундаменты*. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. М., 2011.- 85с.
6. Г.К. Клейн. *Расчет балок на сплошном основании, непрерывно неоднородном по глубине*. Строительная механика и конструкции. Сб. трудов МИИГС Мосгорисполкома, №3, 1954.-С.120.
7. Г.К. Клейн, А.Е. Дураев. *Учет возрастания модуля деформации грунта с увеличением глубины при расчете балок на сплошном основании*. Гидротехническое строительство. 1971.-№7.-С.19-21.
8. Н.А. Цытович. *Механика грунтов*. М., Госстройиздат, 1963.- 636с.
9. ДБН В.2.2-24:2009. *Проектування висотних житлових і громадських будинків*. Київ, 2009.

10. ДБН В.1.2-12-2008 *Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки*, Мінрегіонбуд України, К., 2008 р.

## АННОТАЦИЯ

Рассмотрены новые возможности системы ГРУНТ, предназначенной для определения параметров жесткости грунтового и свайного оснований в соответствии с моделями Винклера и Пастернака для оценки влияния нового строительства на существующую застройку. Приведены классические и экспериментальные методы, а также реализованные алгоритмы вычисления осадок, кренов и перекосов существующих и проектируемых сооружений в соответствии с различными нормативными документами. Система ГРУНТ позволяет производить экспертную оценку влияния проектируемых новых зданий на существующую окружающую застройку.

Ключевые слова: грунтовое основание, свайные фундаменты.

## ANNOTATION

The paper focuses on features of the SOIL system that is meant to calculate subgrade moduli of soil and pile footings according to Winkler and Pasternak models for determination of influence of new building on existent building. The paper also presents classic and experimental methods as well as realized algorithms for calculating settlements, rotations and skews of existing structures and structures being designed. The calculation is made according to different building codes. The SOIL system enables the user to evaluate influence of newly designed structures on the existing neighbouring structures.

Keywords: soil basis, pile bases.

УДК 624.13

*А.М. Чернухин, к.т.н.; Л.В. Герасименко;  
О.А. Чернышенко; Б.Н. Шабалин,  
НИИСП, Киев*

## ОЦЕНКА ЭФФЕКТИВНОСТИ УПЛОТНЕНИЯ КРУПНООБЛОМОЧНОГО ГРУНТА НА ОПЫТНЫХ УЧАСТКАХ

### АННОТАЦИЯ

Исследована технология уплотнения некондиционных известняков гладким вибрационным катком марки BW 213-D4 и автосамосвалом SKANIA-500 на опытном участке для катка и опытно-производственном участке для автосамосвала.

Ключевые слова: известняк, сжатая зона, уплотнение, осадка, марка, опытный участок, виброток, автосамосвал.

Необходимость в оценке эффективности уплотнения взорванного известняка возникла в связи с планируемым строительством объектов гражданского назначения на его отвалах, расположенных в отработанном Западно-Балаклавском карьере. Карьер находится на территории Крымского полуострова и характеризуется сейсмичностью в 9 баллов.

Разработка проекта строительства объектов на отвалах карьера осуществлялась фирмой ООО STOKMAN KONSTRAKCHN.

Намечаемая к строительству глубина заполнения карьера отходами обогатительных фабрик и некондиционным известняком составит 350 м. Складирование известняка в карьере началось в 1961 г. В течение 40 лет карьер заполнялся шламами обогатительных фабрик, которые доставлялись по трубам способом гидромеханизации на высоту приблизительно 90 м. По данным ЧП "Будгеология" шламы, заполнившие карьер, находятся в стабильном состоянии и в основном уплотнились до состояния суглинка. Последние 12 лет на шламах осуществлялось складирование некондиционного известняка сухим способом. Складированный известняк разрабатывается в соседнем карьере и входит в состав его вскрышных пород. Высота уже уложенного в Западно-Балаклавский карьер известняка составила более 100 м.

Работы по складированию известняка в карьере выполняет производственное предприятие "Балаклавское рудоуправление им. А.М.Горького"

Известняк, доставляемый автосамосвалами в Западно-Балаклавский карьер, представляет собой разнозернистую горную массу с преобладающим размером зерен от 10 до 20 см.

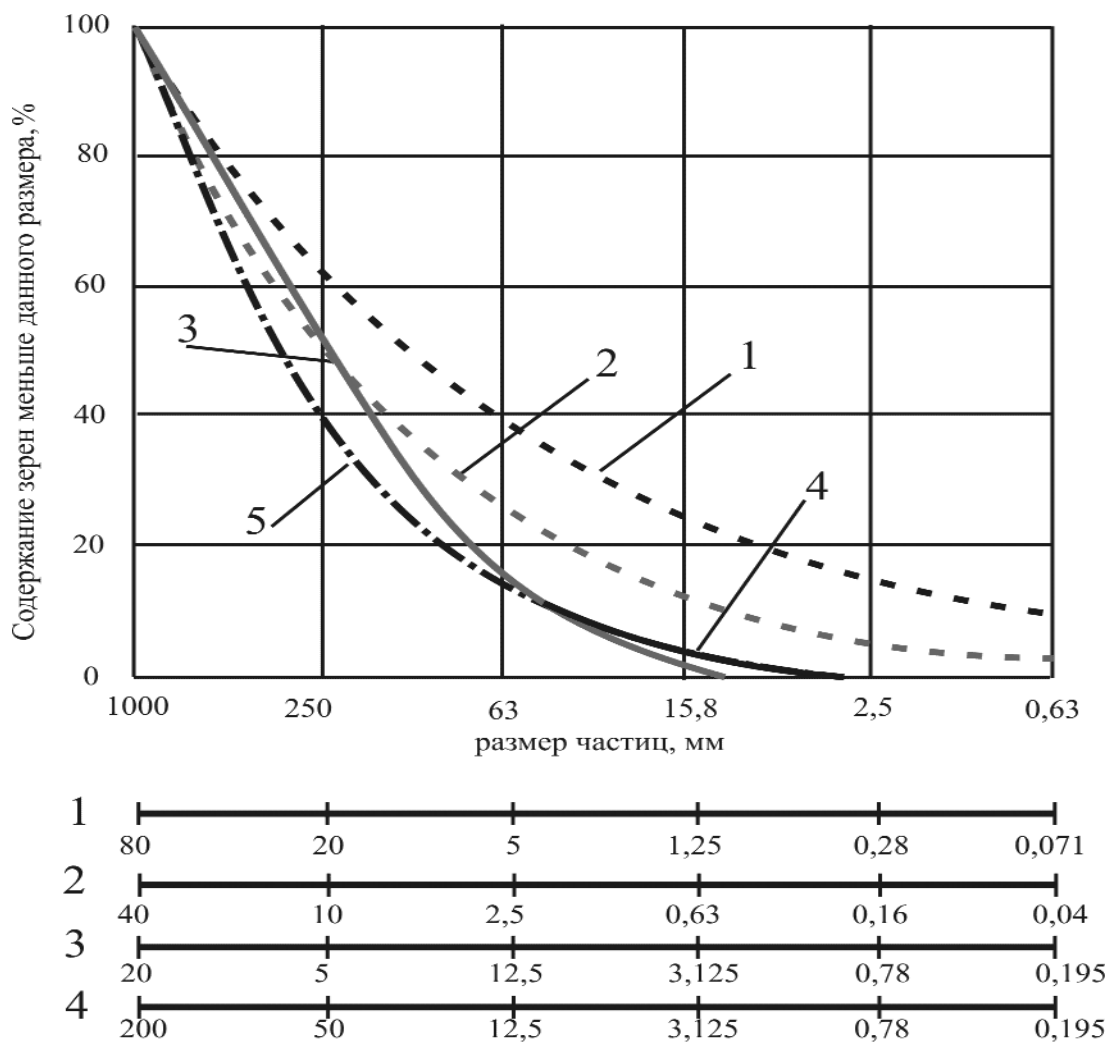
Складирование известняка в карьере производится слоями высотой по 10-15 м. По верху каждого отсыпаемого слоя для проезда по нему автосамосвалов на пневматическом ходу устраиваются карьерные дороги, отсыпаемые из мелких отходов камнедробильного производства.

При отсыпке каждого слоя бульдозер сталкивает известняк, привезенный автосамосвалами, вниз по откосу, длина которого достигает 30 м. Скатываясь по откосу, разнозернистая порция известняка расслаивается, причём наиболее крупные зерна породы скапливаются у подножья откоса, образуя арочные конструкции различной устойчивости и прочности, а более мелкие — задерживаются у его гребня. При сейсмических воздействиях возникает опасность разрушения неустойчивых арочных конструкций, вызывающих осадку отвалов, что повлечёт за собой деформацию возводимых на них зданий и сооружений.

Поскольку заполнение карьера известняком продолжается и проектные отметки расположения фундаментов под гражданские здания ещё не достигнуты, появилась возможность организовать более равномерную и плотную его укладку в пределах той части складированного известняка, в которой будет располагаться сжимаемая толща под фундаментами будущих зданий и сооружений. Сжимаемой толщиной принято считать ту часть основания, в пределах которой дополнительная нагрузка от этих зданий не превышает 0,1 от собственного веса грунта [1].

НИИ строительного производства (г. Киев) было предложено в пределах сжатой зоны, учитывая сейсмичность территории карьера, укладывать известняк слоями такой толщины, чтобы его можно было уплотнить имеющимся у производственного предприятия оборудованием.

Общеизвестно, что при плотной и организованной укладке крупнообломочные грунты, к которым относится и складированный известняк, являются надёжными основаниями для зданий и сооружений различного назначения. Учитывая сейсмичность района предполагаемого строительства, было намечено выполнить опытные работы в производственных условиях, которые как нами предполагается, будут представлять значитель-



- 1 кривая сбега – К – 0,8 для зерен от 80 мм до 0,071 мм
- 2 кривая сбега – К – 0,7 для зерен от 40 мм до 0,04 мм
- 3 гранулометрический состав ОАО “БРУ”
- 4 гранулометрический состав известняка в отвале
- 5 кривая сбега – К – 0,6 для зерен от 20 мм до 0,018 мм

Рис.1. Сравнение кривых сбега гранулометрического состава некондиционных известняков после взрыва с оптимальными для плотной укладки в насыпь

ный интерес для специалистов, занимающихся строительством в аналогичных условиях.

По расчётам НИИСП величина сжатой зоны в основании фундаментов, запроектированных

Таблица 1. Техническая характеристика катка **WOMAG BW 213-D4**

Показатели	Величина
Рабочая масса виброкатка, т	12,53
Рабочая масса вибровальца, т	7,23
Ширина вибровальца, мм	2130
Статическая линейная нагрузка по его образующей, кг/см	33,9

ООО STOKMAN под нагрузку 1,3 кг/м<sup>2</sup>, составила 10 м.

Производственное предприятие, выполняющее складирование известняка в выработанном пространстве карьера, было заинтересовано отсыпать его с уплотнением, с имеющимся в его распоряжении оборудованием, но слоями максимально возможной толщины.

С целью определения толщины отсыпаемого слоя известняка в насыпях, попадающих в пределы сжатой зоны, были организованы опытно – производственные исследования на двух опытных участках.

**Таблиця. 2. Результаты измерения осадок марок после уплотнения насыпей виброкатком BOMAG BW 213-D-4, создающего линейную нагрузку по образующей вальца 33,9 кг/см**

Высота насыпи, м	Марка	Осадка $\Delta h$ , мм, после проходов						Относительная осадка насыпей, %
		2	4	6	8	10	12	
1,00	1	27	36	48	55	59	61	
	2	4	37	35	45	72	70	
	3	4	7	23	32	29	30	
Среднее значение		14,3	27	35,3	44	53	53,7	4,3
2,23	4	12	45	45	52	-	60	
	5	34	69	63	79	-	74	
	6	34	55	61	71	-	60	
Среднее значение		28	56,3	56,3	67,3		64,0	2,86

На одном опытном участке №1 было отсыпано две насыпи известняка разной толщины с последующим уплотнением виброкатком марки BOMAG BW 213-D4.

Техническая характеристика катка BOMAG BW 213-D4 приведена в таблице 1.

На другом опытно-производственном участке отсыпка известняка слоем высотой около 10 м осуществлялась карьерным автотранспортом с последующим разравниванием бульдозерами, как это принято при обычном складировании известняка в карьере, — без применения специального оборудования для его уплотнения.

По поверхностям насыпей, выполненных из крупнозернистого материала, как это было принято при складировании известняка в отвалах, отсыпались слои мелкозернистого известняка толщиной до 100 мм.

Ориентировочный зерновой состав известняка, укладываемого в опытные насыпи и отвалы, приведен на рис.1.

Из анализа кривой зернового состава следует, что размеры зёрен и их количество в пределах каждой фракции в основном отвечают требованию максимально плотной укладки в качественную насыпь. Это требование, как известно, состоит в том, чтобы кривая зернового состава уплотняемого грунта находилась в пределах нормируемых стандартами кривых, коэффициенты сбега которых соответствовали значениям  $K=0,6-0,7$  [3, 4].

Основная трудность в проведении опытных работ заключалась в том, что для оценки степени уплотнения крупнообломочных грунтов по глубине укладываемого слоя, к которым относится некондиционный известняк, не применимы известные в геомеханике способы: режущего кольца, зондирования, геофизики и даже метод "лунки".

Единственным показателем, позволяющим оценить воздействие дополнительного уплотнения на слой грунта из крупнообломочных грунтов, была осадка. Осадка измерялась величиной перемещения марок, установленных на поверхности уплотняемого слоя.

План разновысотных насыпей в пределах опытного участка №1 и места расположения на них марок показаны на рис. 2.

Размеры насыпей в плане без учёта въездов и съездов составили 23X15м. Объем известняка, уложенного в насыпи, составил 600 м<sup>3</sup>. Перед началом уплотнения были определены средние значения высот каждой из насыпей. В низкой насыпи №1 средняя высота оказалась равной 1,0 м, а в более высокой №2 — 2, 3 м.

Измерение высотного положения марок в процессе уплотнения фиксировалось после каждых двух проходов виброкатка по одному месту.

Результаты измерений сведены в таблицу 2.

Из таблицы следует, что в опытных насыпях предельная осадка  $\Delta h$  была достигнута после 10 проходов катка по 1 месту, среднее значение осадки насыпи №2 высотой 2,23 м оказалось на 10,3 мм больше чем в насыпи №1 при том, что технология отсыпки насыпей и их уплотнение выполнялось аналогичным способом. Повидимому, это связано с тем, что первоначальные плотности известняков, отсыпанных в насыпи, имели разную плотность.

По измеренным величинам осадок марок были определены зоны, в пределах которых плотность уложенного известняка отвечала требованиям, предъявляемым к грунтовым подушкам под фундаментами, а в нашем случае к грунтам, попадающим в "сжатую зону".

В соответствии с табл. 8 [2] при нагрузке на песчаную подушку до 2 кг/см<sup>2</sup> и общей толщине

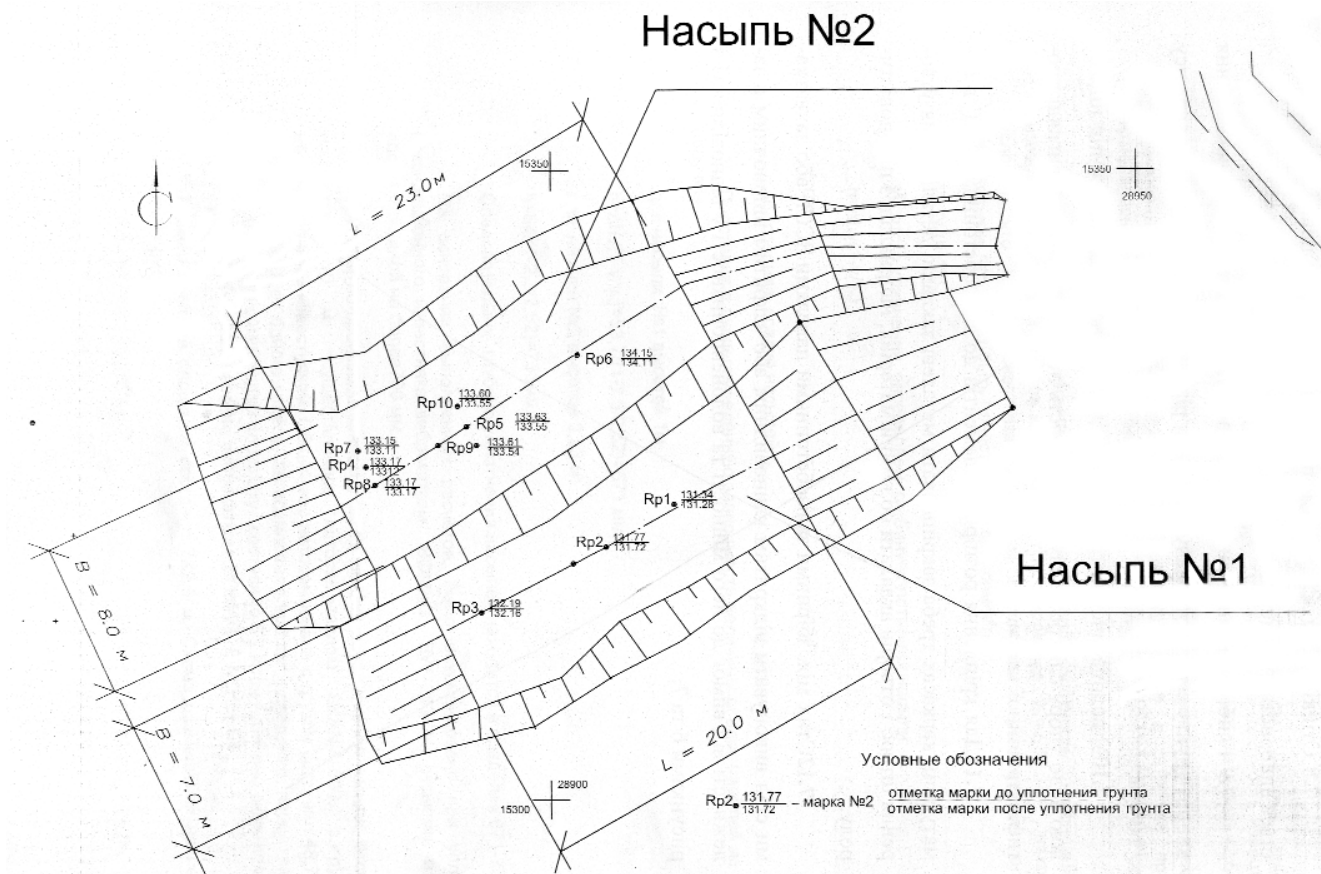


Рис. 2. План расположения марок на поверхности опытных насыпей

отсыпки слоем свыше 6 м контрольное значение коэффициента уплотнения должно составлять  $K_{com} = 0,96 \cdot Y_{II}$ .

Плотность известняка ненарушенной структуры по данным института "Кривбасгеопроект" составляет в среднем  $Y_0 = 2,65 \text{ т/м}^3$ . Тогда плотность известняка в пределах "сжатой зоны" должна быть не ниже  $Y_{II} = Y_0 \cdot K_{com} = 2,65 \text{ т/м}^3 \times 0,96 = 2,54 \text{ т/м}^3$ .

Измеренная в отвалах насыпная плотность свежотсыпанного известняка варьировалась в пределах  $Y = 2,2-2,3 \text{ т/м}^3$ . Предположительно в этих же пределах изменялась плотность и в опытных насыпях. Примем для ориентировочных расчётов плотность отсыпанного в насыпи известняка, равную  $Y = 2,3 \text{ т/м}^3$ .

Расчётную глубину насыпи  $h$ , в пределах которой плотность некондиционного известняка после 12 проходов катка составит необходимые  $Y_{II} = 2,54 \text{ т/м}^3$ , находим из условия, что массы известняка в рыхлом состоянии и уплотнённом остаются одинаковыми, что может быть представлено зависимостью:

$$Yh = Y_{II}(h - \Delta h).$$

Из этого уравнения определяем глубину уплотнения насыпи:

$$h = \Delta h / (1 - Y/Y_{II}),$$

где

$\Delta h$  — средняя осадка насыпей.

Подставив в вышеприведённую зависимость величины осадок насыпей из табл.2, получим:

для насыпи №1 высотой 1м:

$$h = \Delta h / (1 - Y/Y_{II}) = 53,7 / (1 - 2,3/2,52) = 671 \text{ мм},$$

для насыпи №2 высотой 2,23 м:

$$h = 64 / (1 - 2,3/2,52) = 735 \text{ мм}.$$

Следовательно, глубина уплотнения насыпей находится в пределах 671-735мм.

На основании выполненных расчётов было рекомендовано при уплотнении некондиционного известняка виброкатком BOMAG BW 213-D4 отсыпать известняк слоем толщиной не более 700 мм.

На опытно-производственном участке оценка доуплотнения насыпи, отсыпанной на высоту 10 м, осуществлялась автосамосвалом SKANIA-500, загруженным некондиционным известняком. Общий вес автосамосвала с грузом составил 48,78 т. При площади следа от одного колеса автосамосвала 900 см<sup>2</sup> давление, передаваемое на уплотняемую этим самосвалом площадку, составило 6,7 кг/см<sup>2</sup>, т.е. оно оказалось в 5 раз меньше давления, создаваемого виброкатком BOMAG BW 213-D4.

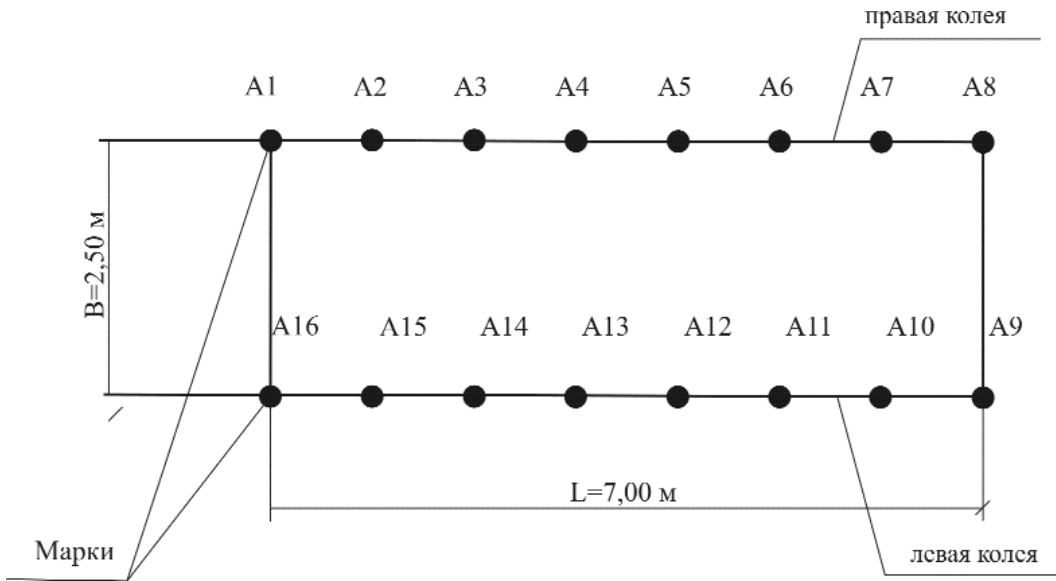


Рис. 3. Схема опытного промышленного участка

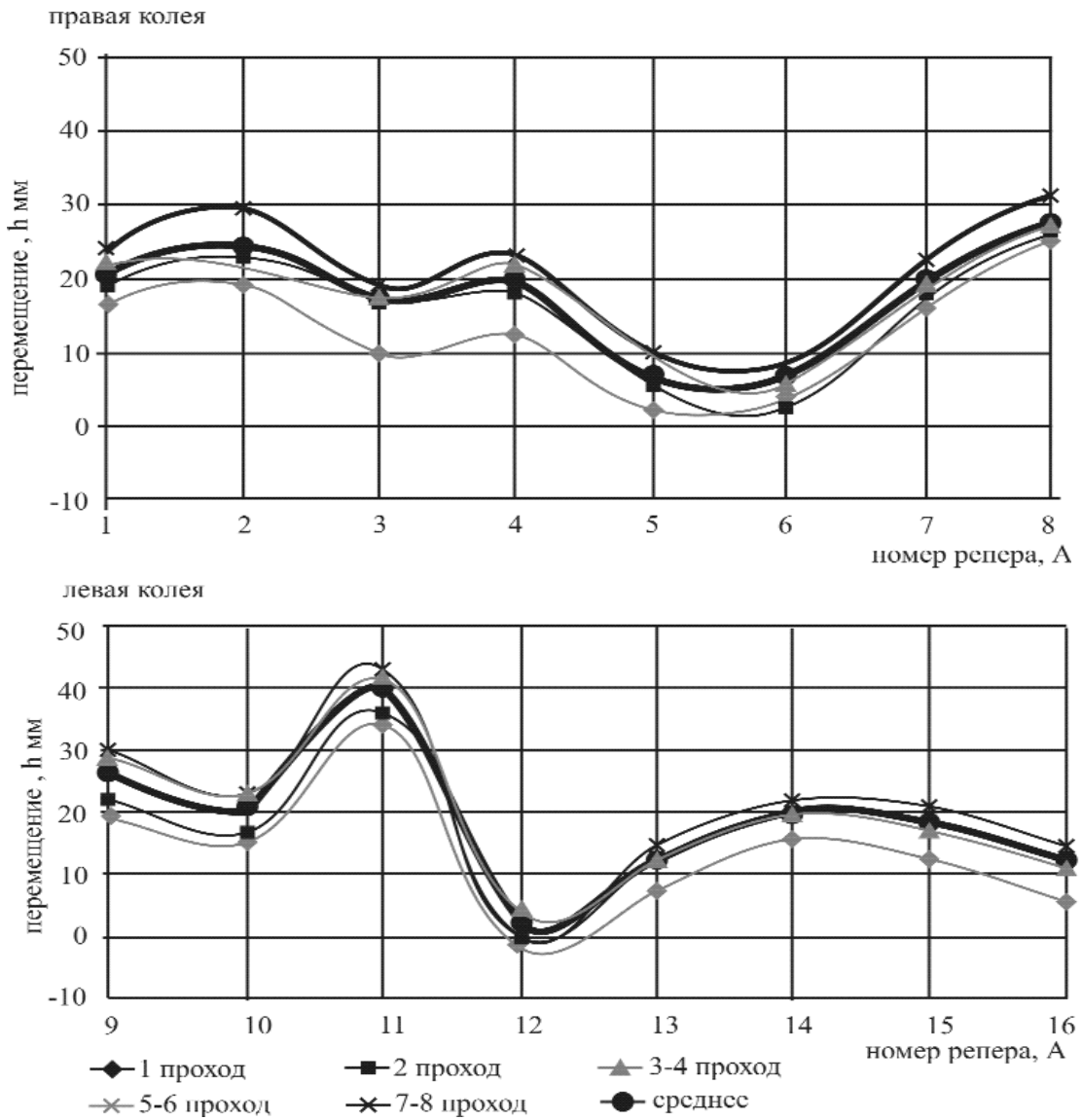


Рис. 4. График осадки марок от проходов

Размер опытной площадки составил 7X2,5 м. Схема размещения на ней марок показана на рис. 3

По осям правой и левой колеи движения автосамосвала было установлено 16 марок, т.е. по 8 на каждой колее. По маркам было осуществлено 8 проходов гружёного автосамосвала.

Изменения положения марок после каждого прохода фиксировались электронным тахометром высокой точности.

Результаты измерений приведены на графиках рис.4.

Из графиков следует, что осадки марок № 2, 11 и 8, которые расположены в начале и конце движения автосамосвала, оказались наибольшими. Величина осадок после 2 прохода составила всего 30 до 43 мм, т.е. они оказались меньше таких, которые обычно принимаются "за отказ". Максимальная осадка остальных марок за 8 проходов не превысила 20 мм. Неравномерные осадки соседних марок объясняются тем, что под этими марками оказались обломки известняка разной крупности,

На основании выполненных измерений был сделан вывод о том, что уплотнение некондиционного известняка слоем толщиной 10 м автосамосвалом марки SKANIA-500 в условиях промышленного складирования некондиционного известняка не вызвало существенного дополнительного его уплотнения

На основании выполненных производственных экспериментов можно сделать следующие выводы.

1. Применяемая технология складирования некондиционного известняка в выработанном пространстве Западно-Балаклавского карьера сопровождается его расслаиванием, в процессе которого крупные зерна концентрируются у основания отвалов, а мелкие — у ее гребня. При сейсмических воздействиях существует опасность их взаимного перемещения более плотной укладки, что может вызвать неравномерные просадки.

2. Уменьшение толщины отсыпаемого слоя известняка уменьшает вероятность его существенно расслаивания, поэтому для предупреждения возможных просадок качественных насыпей необходимо ограничить толщину отсыпаемого слоя до величины, при которой процесс отсыпки будет технологически оправданным.

3. Существенный эффект в уплотнении крупнообломочных известняков был получен при сочетании уплотнения с вибрацией. Применение виброролка, создающего осевую нагрузку по образую-

щей вальца 33,9 кг/см, позволило после 12 проходов по одному месту достичь коэффициента уплотнения  $K_{\text{com}} = 0,96 * Y_{\text{п}}$  на глубине, не превышающей 700 мм.

4. Осадка некондиционного известняка после 8 проходов автосамосвала, создающих удельное давление в 6,7 кг/см<sup>2</sup> на поверхности насыпи, составила всего 43 мм.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. ДБН В 2.1-10:2009 *Основи та фундаменти будинків і споруд. Основні положення проектування.*

2. СНиП 3.02.01 -87 *Земляные сооружения, основания и фундаменты.*

3. *Методические рекомендации по сооружению насытей земляного полотна автомобильных дорог из крупнообломочных грунтов. М., 1977.*

4. ВСН 55-69 *Инструкция по определению требуемой плотности и контроля за уплотнением земляного полотна автомобильных дорог.*

5. *Инженерно-геологические исследования по определению плотности некондиционного известняка в насытях опытной и промышленной отсыпки на территории выработанного пространства Западно-Балаклавского карьера. ПП "Будгеология", Севастополь, 2012.*

#### АНОТАЦІЯ

Досліджена технологія ущільнення некондиційних вапняків гладким вібраційним котком марки BW 213-D4 і автосамоскидом Skania-500 на дослідній ділянці для котка і дослідно-виробничій ділянці для автосамоскида.

Ключові слова: вапняк, стисла зона, ущільнення, осідання, марка, дослідна ділянка, віброролка, автосамоскид.

#### ANNOTATION

There was studied the technology of compaction of offgrade limestones by vibrating roller of trade mark BW 213-D4 and tipping lorry SKANIA-500 on the experimental ground for roller and on the experimental-processing area for tipping lorry.

Keywords: limestone, compressive zone, compaction, settlement, trade mark, experimental ground, vibrating roller, tipping lorry.



УДК69:002;69.059

*П.Є. Григоровський, к.т.н.;*  
*О.О. Терентьев, к.т.н., НДІБВ, Київ*

## **ІНФОРМАЦІЙНІ ТЕХНОЛОГІЇ ОЦІНКИ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ІЗ ЗАСТОСУВАННЯМ НЕЧІТКИХ МОДЕЛЕЙ**

### **АНОТАЦІЯ**

На основі проведеного аналізу отримані наступні результати: запропонована інформаційна технологія оцінки технічного стану конструктивних елементів будівель; наведений приклад формалізації дефектів та пошкоджень по залізобетонних плитах перекриття лінгвістичними змінними; побудована база знань дефектів та пошкоджень конструктивних елементів; проведений аналіз дослідження роботи системи нечіткого виведення при діагностиці конструктивних елементів будівлі.

Ключові слова: лінгвістичні змінні, інтелектуальна інформаційна технологія, нечіткі множини, будівля, тріщини, дефекти та пошкодження.

У результаті впливу на будівельні конструкції будівель технологічних засобів, атмосферних явищ, діючих навантажень відбувається зниження їх експлуатаційних якостей. Для контролю за даними процесами проводиться оцінка технічного стану будівельних конструкцій, що представляється у визначенні ступеня пошкодження, категорії технічного стану і можливості подальшої експлуатації їх за прямим функціональним призначенням. Відповідно до основних пунктів "Методичних рекомендацій з питань обстежень частин будівель та їх конструкцій" спеціалісти мають змогу обстежити стан елементів конструкцій для попередження процесу руйнування, виявити дефектні і аварійні конструкції. Оскільки роботи з обробки результатів обстежень потребують наявності відповідних нормативних документів та значних витрат часу, доцільним є створення інформаційної технології оцінки технічного стану будівельних конструкцій, що значною мірою зменшить трудомісткість, прискорить та підвищить якість обстеження будівель.

Для вирішення даної задачі пропонується використання інтелектуальних інформаційних технологій, які поряд з операціями одержання, накопичення, пошуку та управління інформаційними

потоками підтримують процес комп'ютеризації інтелекту спеціалістів з різних галузей знань. Серед багатьох застосувань цих технологій — інтелектуальні методи діагностування на базі накопичених знань експертів і поточних відомостей про стан об'єктів будівництва. Значну роль при цьому відіграють засоби нечіткої математики. Серед найпоширеніших методів інтелектуальних інформаційних технологій можна виділити: нечіткі системи, гібридні мережі, експертні системи.

У даний час оцінкою технічного стану конструктивних елементів будівель за допомогою використання інтелектуальних інформаційних технологій займається цілий ряд спеціалізованих організацій. Незважаючи на великий обсяг робіт з обстеження пошкоджених будівельних конструкцій, на сьогодні відсутня єдина інформаційна технологія діагностування дефектів та пошкоджень будівель. Це пояснюється високою складністю задачі діагностування, при вирішенні якої необхідно враховувати вплив великої кількості різноманітних факторів.

Досвідчені спеціалісти достатньо легко, без застосування математичного апарату будівельної механіки, визначають причину виникнення дефектів та категорію технічного стану конструктивних елементів, якому характерний даний дефект. При прийнятті рішень використовують лінгвістичні правила.

Наприклад, якщо тріщина в стіні вертикальна, проходить через усю конструкцію, напрям розкриття — донизу, ширина розкриття — велика, ґрунти слабкі, тоді причина — нерівномірне осідання фундаменту.

Одним із потужних методів обробки таких експертних знань є теорія нечітких множин. Даний підхід дає можливість будувати системи діагностування будівель та споруд на базі експертних висловлювань про залежність ступеня пошкодження конструкцій від виявлених дефектів та пошкоджень.

На рисунку 1. представлена структурна схема діагностування технічного стану будівель та їх конструктивних елементів.

Будь-яка будівля складається зі своїх конструктивних елементів (фундаменти, зовнішні і внутрішні стіни, перекриття, дах, покрівля). На вхід представлені нейронечіткої системи подаються існуючі пошкодження по певних конструктивних елементах, виявлені експертами в ході проведення обстеження. Спираючись на роботи із застосуванням нечіткої логіки в медичній діагностиці, використано принцип лінгвістичності вхідних і вихід-

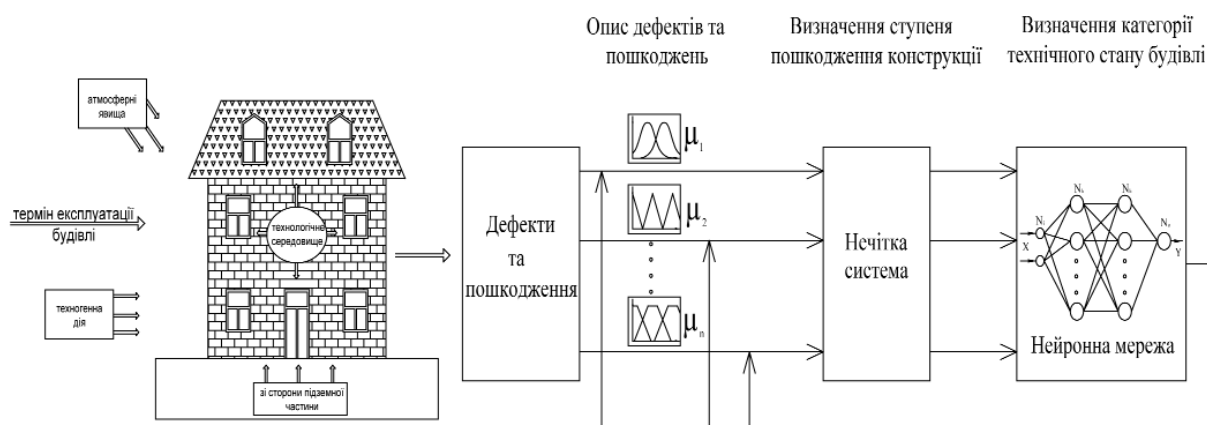


Рис. 1. Структурна схема діагностування технічного стану будівель та їх конструктивних елементів

них змінних. У відповідності з цим принципом вхідні змінні — дефекти та пошкодження конструкції, що діагностується, і вихідна змінна — ступінь пошкодження конструкції — розглядаються як лінгвістичні змінні, які оцінюються нечіткими термами (значення лінгвістичної змінної). За допомогою функцій належності (функції, що дозволяють обчислити ступінь належності довільного елемента універсальної множини до нечіткої множини) кожен з термів, якими оцінюються лінгвістичні змінні, можна формалізувати нечіткими множинами на відповідному інтервалі значень. Це принцип, що ґрунтується на формалізації частинних параметрів стану лінгвістичними змінними в процесі встановлення причин появи тріщин в конструкціях будівель.

Для визначення ступеня пошкодження конст-

рукції, що діагностується, в таблиці 1. наведений приклад формалізації виявлених дефектів та пошкоджень по залізобетонних плитах перекриття лінгвістичними змінними.

Найбільш розповсюджені методи побудови функцій належностей ґрунтуються на статистичній обробці експертної інформації та на парних порівняннях. Ці методи застосовуються переважно при розробці експертних систем, які використовують лише експертні знання.

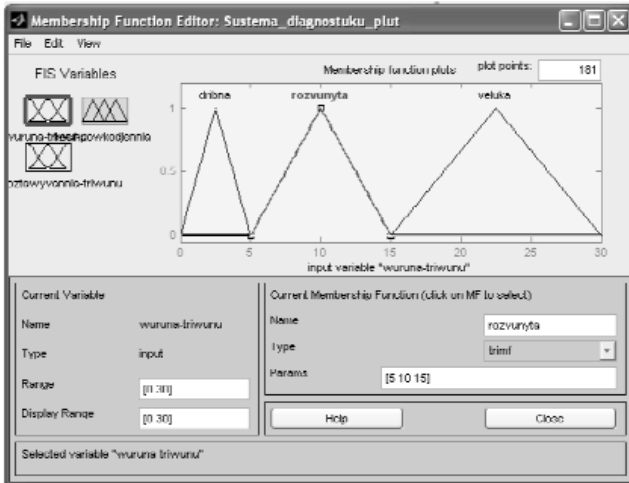
Функції належності зручно представляти в параметричній формі. Зазвичай функція належності має 2, 3 або 4 параметри. Для представлення термів у формі нечітких множин використовуються:

— трикутна модель функції належності, що потребує трьох параметрів, в якості яких виступають координати максимуму та мінімуму;

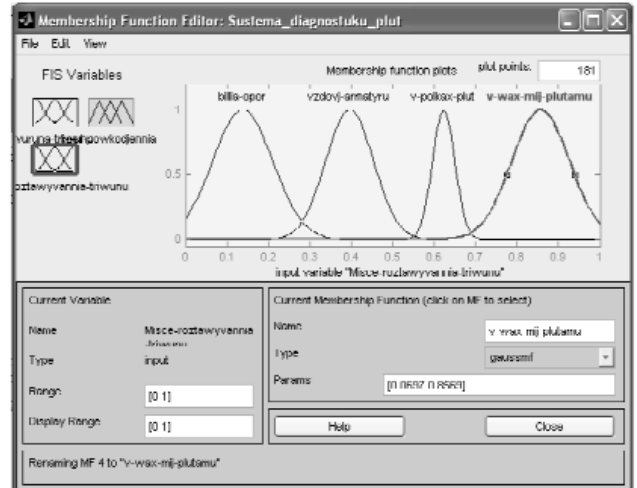
Таблиця 1.

**Приклад формалізації дефектів та пошкоджень залізобетонних плит перекриття лінгвістичними змінними**

Дефекти та пошкодження	Інтервали значень	Терми для лінгвістичної оцінки
$x_1$ – вид тріщини	$[0, 90]$ град.	повздожжні (пв); поперечні (п); похилі (пох); усадочні (у)
$x_2$ – ширина розкриття	$[0, 30]$ мм	дрібна (д); розвинута (р); велика (в)
$x_3$ – зони розповсюдження	$[0, 1]$ у.о	розтягнута (р); стиснута (с)
$x_4$ – довжина тріщини	$[0.1, 2]$ м	коротка (к); середня (с); довга (д)
$x_5$ – місце розташування	$[0, 1]$ у.о	біля опор (бо); вздовж арматури (ва); в полицях плит (пн); в швах між плитами (шп);
$x_6$ – зміщення плит відносно одна одної	$[0, 1]$ у.о	немає (н); незначне (нз); суттєве (с)
$x_7$ – вишколи бетонного шару	$[0, 1]$ у.о	в розтягнутій зоні (рз); у стиснутій зоні (сз); в зоні анкерування напруженої арматури (за); під закладними деталями (зд);
$x_8$ – оголення робочої арматури	$[0, 1]$ у.о	немає (н); незначне (нз); суттєве (с)
$x_9$ – прогин плит	$[0, 1]$ у.о	немає (н); незначне (нз); суттєве (с)
$x_{10}$ – сліди замокання або промерзання	$[0, 1]$ у.о	немає (н); незначне (нз); суттєве (с)
$x_{11}$ – лущення поверхні бетону	$[0, 1]$ у.о	немає (н); є (є)



**Рис. 2.** Функція належності лінгвістичної змінної (ширина розкриття тріщини)



**Рис. 3.** Функція належності лінгвістичної змінної (місце розташування тріщини)

— дзвінокоподібна модель функції належності, що потребує двох параметрів, в якості яких виступають координата максимуму та коефіцієнт концентрації.

Оскільки наведені вище функції належності потребують мінімальної кількості параметрів, їх використання забезпечує достатню гнучкість в представленні нечіткої інформації. Параметри функцій належності нечітких термів визначених дефектів та пошкоджень і їх універсами в даній роботі задані експертно.

На рисунках 2 та 3 представлені приклади функцій належності виявлених дефектів залізобетонних плит перекриття нейронечіткої моделі діагностування, які отримані при моделюванні у

програмному середовищі математичного пакета MATLAB.

У даному випадку функція належності лінгвістичної змінної — ширина розкриття тріщини — в плиті описана за допомогою трикутного розподілу і оцінюється такими термами: дрібна (д); розвинута (р); велика (в).

Функція належності лінгвістичної змінної — місце розташування тріщини — в плиті описана за допомогою дзвінокоподібного розподілу і оцінюється такими термами: біля опор (бо); вздовж арматури (ва); в полицях плит (пп); в швах між плитами (шп).

Сукупність нечітких правил <якщо-тоді>, які віддзеркалюють взаємозв'язок між вхідними та

**Таблиця 2.**

**Приклад нечіткої бази знань дефектів та пошкоджень залізобетонних плит перекриття**

№	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>	X <sub>4</sub>	X <sub>5</sub>	X <sub>6</sub>	X <sub>7</sub>	X <sub>8</sub>	X <sub>9</sub>	X <sub>10</sub>	X <sub>11</sub>	St
1	пв	д	-	к	пт	н	-	н	н	н	н	З
2	п	д	-	к	шп	н	рз	н	н	пз	н	З
3	пox	д	с	с	бо	н	зд	н	н	н	с	З
4	у	д	-	к	пт	н	зд	н	н	н	с	З
5	пв	р	р	с	ва	пз	рз	пз	н	н	н	Зд
6	пв	д	с	с	пт	п	-	пз	пз	пз	с	Зд
7	п	р	с	с	ва	пз	сз	пз	пз	пз	с	Зд
8	п	д	р	д	бо	пз	за	н	пз	с	с	Зд
9	пox	р	р	д	пт	н	рз	с	пз	н	н	Зд
10	пв	в	р	д	ва	пз	рз	с	пз	с	с	Н
11	п	в	с	с	пт	с	за	пз	с	пз	с	Н
12	пox	р	р	д	бо	с	зд	с	с	пз	н	Н
13	п	р	р	д	ва	с	за	с	с	н	н	Н
14	пв	в	р	д	пт	с	рз	с	с	с	с	А
15	п	в	р	д	бо	с	за	с	с	с	с	А

$$\begin{aligned} \mu^3(St) = & \mu^{PB}(x_1) \cap \mu^D(x_2) \cap \mu^K(x_4) \cap \mu^{III}(x_5) \cap \mu^H(x_6) \cap \mu^H(x_8) \cap \mu^H(x_9) \cap \\ & \cap \mu^H(x_{10}) \cap \mu^H(x_{11}) \cup \\ & \cup \mu^P(x_1) \cap \mu^D(x_2) \cap \mu^K(x_4) \cap \mu^{III}(x_5) \cap \mu^H(x_6) \cap \mu^{P3}(x_7) \cap \mu^H(x_8) \cap \\ & \cap \mu^H(x_9) \cap \mu^{H3}(x_{10}) \cap \mu^H(x_{11}) \cup \\ & \cup \mu^H(x_1) \cap \mu^D(x_2) \cap \mu^3(x_3) \cap \mu^c(x_4) \cap \mu^{60}(x_5) \cap \mu^H(x_6) \cap \mu^{3D}(x_7) \cap \\ & \cap \mu^H(x_8) \cap \mu^H(x_9) \cap \mu^H(x_{10}) \cap \mu^c(x_{11}) \cup \\ & \cup \mu^y(x_1) \cap \mu^D(x_2) \cap \mu^K(x_4) \cap \mu^{III}(x_5) \cap \mu^H(x_6) \cap \mu^{3D}(x_7) \cap \mu^H(x_8) \cap \\ & \cap \mu^H(x_9) \cap \mu^{H3}(x_{10}) \cap \mu^c(x_{11}), \end{aligned}$$

вихідними змінними для конструкції, що діагностується, складають нечітку базу знань. Надалі представлена база знань для діагностування тріщин цегляних конструкцій будівель, складовими параметрами яких виступають частинні і укрупнені параметри станів.

У таблиці 2 представлений приклад нечіткої бази знань дефектів залізобетонних плит перекриття. Кожен стовпчик  $X_i$  даної таблиці відповідає визначеним термам лінгвістичних змінних, що описують виявлені дефекти та пошкодження; стовпчик St — ступінь пошкодження конструктивного елемента будівлі, що оцінюється термами: задовільний (З); задовільний, межуючи з непридатним до нормальної експлуатації (Зд); непридатний до нормальної експлуатації (Н); аварійний (А).

Кожен рядок даної таблиці відповідає одному правилу. Зв'язок між лінгвістичними змінними всередині одного правила здійснюється із залученням логічної операції ТА. В межах однієї бази знань лінгвістичні правила-рядки пов'язані логічною операцією АБО. Знаком "-" позначені змінні, що можуть приймати довільні значення без порушення істинності відповідного правила, функції належності цих змінних можна вилучити з логічних рівнянь.

Моделювання на основі нечіткої бази знань здійснюється через нечіткий логічний висновок. На основі параметрів  $X_i$  та логічних рівнянь ТА/АБО будується система логічного висновку. Розглядаючи правила 1 — 4 нечіткої бази знань (таблиця 2.), нижче наведена математична модель діагностування дефектів залізобетонних плит перекриття, ступінь пошкодження яких характеризується як задовільний [3]:

де  $\mu^{a_i}(x_i)$  — функція належності лінгвістичної змінної  $x_i$  до нечіткого терма

$$a_i^{lt} (l=\overline{1,m}, t=\overline{1,k}, i=\overline{1,n}).$$

На основі нечітких логічних рівнянь розраховуються ступені належності різних діагнозів при фіксованих значеннях дефектів. Ступінь пошкодження по конструктивному елементу, що діагностується, обирається як терм із множини {З, Зд, Н, А} з максимальним ступенем належності. Отримані коефіцієнти пошкодження поступають на вхід нейронної мережі прямого поширення і складають навчальну вибірку. На виході даної мережі отримується числове значення, що характеризує категорію технічного стану будівлі.

#### ВИСНОВКИ

На основі наведеного аналізу отримані наступні результати: запропонована інформаційна технологія оцінки технічного стану конструктивних елементів будівель на основі нечітких множин; наведений приклад формалізації дефектів та пошкоджень по залізобетонних плитах перекриття лінгвістичними змінними; побудована база знань дефектів та пошкоджень конструктивних елементів, що діагностується; проведений аналіз дослідження роботи системи нечіткого виведення при діагностиці конструктивних елементів будівлі.

Проведені дослідження реалізовані в програмному середовищі MATLAB в спеціальному пакеті Fuzzy Logic Toolbox, що містить засоби для проектування, моделювання і навчання різноманітних гібридних мереж.

## ЛІТЕРАТУРА

1. *Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд.* — Київ, 2003. — 144 с.
2. *Ротштейн А.П. Діагностика на базі нечітких відношень в умовах невизначеності.* — Вінниця: УНІВЕРСУМ, 2006. — 275 с.
3. *Ротштейн А.П. Интеллектуальные технологии идентификации: нечеткая логика, генетические алгоритмы, нейронные сети.* — Вінниця: УНІВЕРСУМ — Вінниця, 1999. — 320 с.
4. *Ремнев В.В., Морозов А.С. Обследование технического состояния строительных конструкций зданий и сооружений.* — Москва: 2005. — 196 с.
5. *Панкевич О.Д., Штовба С.Д. Діагностування тріщин будівельних конструкцій за допомогою нечітких баз знань.* — Вінниця: УНІВЕРСУМ, 2005. — 108 с.

## АННОТАЦІЯ

На основе проведенного анализа получены следующие результаты: предложена информационная технология оценки технического состояния конструктивных элементов зданий; приведен пример формализации дефектов и повреждений по железобетонным плитам перекрытия лингвистическими переменными; построена база знаний дефектов и повреждений конструктивных элементов; проведен анализ и исследование работы системы нечеткого вывода при диагностике конструктивных элементов здания.

Ключевые слова: лингвистические переменные, интеллектуальная информационная технология, нечеткие множества, здание, трещины, дефекты и повреждения.

## ANNOTATION

On the basis of this analysis following results were obtained: the proposed information technology for estimation of technical condition of constructive elements of buildings; is an example of formalization of defects and damage to the reinforced concrete slabs linguistic variables; built knowledge base defects and damage to structural elements; the analysis and study of the operation of the system of fuzzy inference in the diagnostics of structural elements of the building.

Keywords: linguistic variables, intelligent information technology, fuzzy sets, building, cracks, defects and damages.

## УДК 691.327

**А.В. Савйовский, НИИСП, Киев**

### ИССЛЕДОВАНИЕ ОРГАНИЗАЦИОННО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ОСОБЕННОСТЕЙ МОДЕРНИЗАЦИИ ТЕПЛОИЗОЛЯЦИИ ПЛОСКИХ КРЫШ СУЩЕСТВУЮЩИХ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

## АННОТАЦИЯ

Представлен анализ организационно-технологических особенностей производства работ по модернизации теплоизоляции покрытий существующих гражданских зданий. Рассмотрена структура затрат на выполнение указанных работ.

Ключевые слова: теплоизоляция, структура затрат

Теплозащитные свойства наружных ограждающих конструкций плоских крыш существующих гражданских зданий в своем большинстве не обеспечивают нормативные значения по сопротивлению теплопередаче [1]. В этой связи требуется проведение комплекса работ по модернизации теплоизоляции указанных конструктивов. Проведение этих работ сопряжено с целым рядом особенностей. Это архитектурно-конструктивные особенности зданий, техническое состояние строительных конструкций, теплозащитные свойства наружных ограждающих конструкций, условия производства работ, характеризующиеся зачастую стесненными условиями возведения объектов, условиями эксплуатации объектов и др. Детальный анализ и учет указанных особенностей на стадии проектирования позволит выбрать наиболее рациональные методы производства работ с прогнозируемыми технико-экономическими показателями процесса термомодернизации.

Практически всегда работам по модернизации (замене или дополнению) теплоизоляционных слоев плоских крыш (покрытий) предшествуют работы по разборке (замене) существующего кровельного покрытия.

В общем виде работы по модернизации теплоизоляции покрытий выполняются в следующей технологической последовательности:

– подготовительные работы. Осуществляется комплекс работ по обустройству строительной площадки. Это ограждение участка территории,

примыкающей к участку производства работ, обустройство транспортной зоны, обеспечение площадки элементами строительного хозяйства, обеспечение энергоснабжения для нужд строительства, установка грузоподъемных механизмов на крыше здания и организация участков складирования и транспортирования материалов;

– основные работы. Разборка существующих кровельных покрытий и транспортировка элементов разборки на землю. Разборка существующего теплоизоляционного слоя (при необходимости). Устройство (восстановление, ремонт) пароизоляции. Устройство нового теплоизоляционного слоя. Устройство гидроизоляционного покрытия;

– разборка элементов строительного хозяйства и средств безопасного выполнения работ.

К числу наиболее распространенных в практике способов модернизации теплоизоляции крыш данного типа следует отнести следующие варианты 2 :

– устройство дополнительного слоя теплоизоляции из эффективных плитных утеплителей, укладываемых по верху конструкций покрытия;

– устройство нового теплоизоляционного слоя из эффективных плитных материалов с заменой существующего гидроизоляционного ковра и утеплителя;

– устройство нового теплоизоляционного слоя из монолитных легкобетонных материалов с заменой существующего гидроизоляционного ковра и утеплителя;

– устройство инверсионных покрытий;

– устройство теплоизоляции по низу конструкций покрытия;

– устройство теплоизоляции из напыляемого пенополиуретана.

Для оценки и анализа организационно-технологических особенностей производства работ указанными вариантами и для оценки их эффективности были выполнены расчеты калькуляций затрат (табл. 1.)

Устройство дополнительной теплоизоляции осуществляется путем укладки плит утеплителя по верху существующего гидроизоляционного ковра. В этом случае конструкции утеплителя крепятся к основанию анкерными элементами. По верху плит утеплителя устраивается кровельный ковер. Это может быть многослойный рубероидный ковер или одно-, двухслойные мембраны. Выполнение работ данным способом усложняется из-

за необходимости частичного выравнивания основания под утеплитель, а также расчетной проверки несущей способности конструкций покрытия из-за дополнительного нагружения. В целом трудоемкость данного варианта ниже по сравнению с вариантами, требующими разборки существующих конструктивных элементов кровли и утеплителя (табл. 1).

Широкое распространение в практике получил способ замены существующего утеплителя на новый. В качестве новых утеплителей используются современные эффективные плитные материалы: минераловатные утеплители "Роквуул", "Парок", пенополистирольные и пенополиуретановые плиты, легкобетонные блоки. Процесс производства работ предполагает разборку кровельного покрытия, разборку выравнивающей стяжки и существующего утеплителя. Опыт обследований строительных конструкций крыш [2] свидетельствует о том, что пароизоляционные слои часто разрушены или физически изношены. В связи с этим требуется устройство новых слоев пароизоляции. После этого укладываются теплоизоляционные плиты. Более эффективной является укладка нескольких слоев плит утеплителя. Перевязка вертикальных швов исключает потери тепла через мостики холода. По верху устраиваются слои гидроизоляции из специальных полиэтиленовых пленок и выравнивающие стяжки, предназначенные для обеспечения уклона кровель, а также являющиеся основанием для кровельного покрытия.

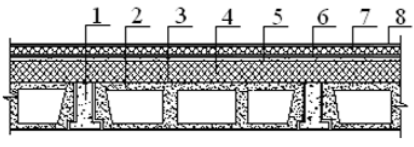
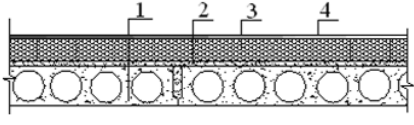
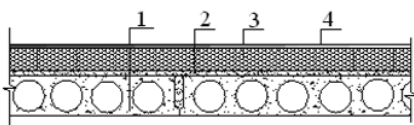
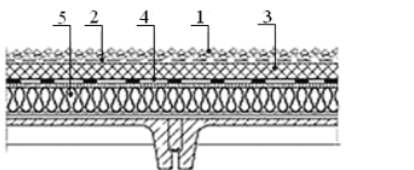
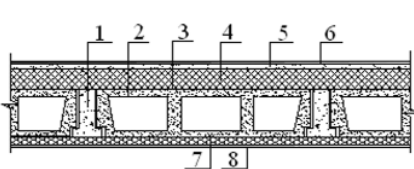
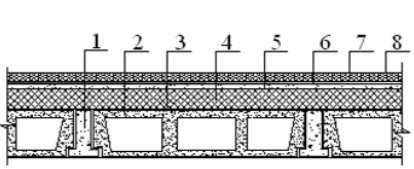
В последние годы чаще используется технология, исключая устройство выравнивающей стяжки. Кровельное покрытие крепится непосредственно к утеплителю.

Модернизация теплоизоляции плоских крыш может выполняться монолитными из легких бетонов с крупным наполнителем из полистирольных гранул, например, "Полистиролбетона" [3, 4, 5]. Слой монолитного утеплителя устраивается с требуемыми разуклонками. После достижения бетоном проектной прочности устраивается кровельное покрытие. Данная технология позволяет устроить утеплитель в виде бесшовной оболочки.

В практике последних лет широко используется устройство так называемой инверсионной кровли. Ее отличие состоит в том, что утепляющий слой расположен не под гидроизоляционным ковром, а над ним. Такая конструкция позволяет предохранить гидроизоляционный слой от разру-

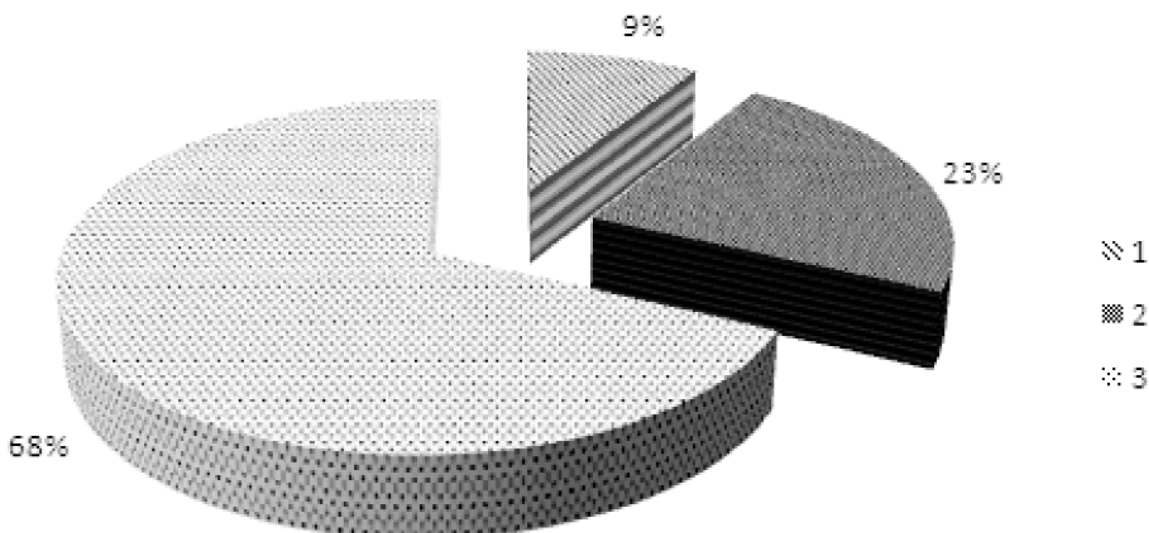
Таблица 1.

Схемы и трудоемкость устройства теплоизоляции плоских крыш различными вариантами

№ п/п	Вариант утепления	Конструктивная схема	Трудоемкость, чел.-час/10м <sup>2</sup>
1	Устройство слоя теплоизоляции из плитных утеплителей, укладываемых по верху конструкций покрытия	 <p>1 – сборная железобетонная балка; 2 – легковесная плита; 3 – пароизоляция; 4 – утеплитель насыпной (существующий); 5 – выравнивающая стяжка; 6 – гидроизоляционный слой; 7 – устраиваемый утеплитель; 8 – гидроизоляционный слой (новый)</p>	8,059
2	Устройство нового теплоизоляционного слоя из плитных материалов с заменой существующего гидроизоляционного ковра и утеплителя	 <p>1 – существующее покрытие; 2 – выравнивающая стяжка и пароизоляция; 3 – устраиваемый плитный утеплитель; 4 – гидроизоляционный ковер</p>	16,87
3	Устройство монолитных легковесных утеплителей	 <p>1 – существующее покрытие; 2 – выравнивающая стяжка и пароизоляция; 3 – устраиваемый монолитный утеплитель; 4 – гидроизоляционный ковер</p>	16,5
4	Устройство инверсионных покрытий	 <p>1 – пригрузочный слой гравия; 2 – фильтрующий слой; 3 – утеплитель; 4 – восстановленный гидроизоляционный ковер; 5 – существующее покрытие</p>	21,0
5	Устройство теплоизоляции по низу конструкций покрытия	 <p>1 – сборная железобетонная балка; 2 – легковесная плита; 3 – пароизоляция; 4 – утеплитель насыпной (существующий); 5 – выравнивающая стяжка; 6 – гидроизоляционный слой; 7 – устраиваемый утеплитель; 8 – пароизоляция и подшивка потолка</p>	7,92
6	Устройство теплоизоляции из напыляемого пенополиуретана	 <p>1 – сборная железобетонная балка; 2 – легковесная плита; 3 – пароизоляция; 4 – утеплитель насыпной (существующий); 5 – выравнивающая стяжка; 6 – гидроизоляционный слой; 7 – устраиваемый утеплитель; 8 – мастика</p>	4,2

шающего воздействия ультрафиолетовых лучей, резких перепадов температуры, циклов замораживания и оттаивания, а также механических повреждений. По верху конструкций железобетонного перекрытия по стяжке (или без нее) устраивают

гидроизоляционный ковер из нескольких слоев гидроизоляции, поверх которых укладывают плиты утеплителя. На теплоизоляцию настилают ковер из фильтрующего материала, а затем насыпают гравий. Если крыша эксплуатируемая, то можно



**Рис. 1.** *Діаграма структури затрат по модернізації теплоізоляції плоских крыш існуючих будівель:*

*1 – допоміжні роботи; 2 – основні роботи; 3 – підготовчі роботи*

уложить тротуарную плитку. Рекомендуемый уклон инверсионных кровель 2,5-5%. В процессе эксплуатации крыши талая или дождевая вода через гравийный слой протекает вниз, проходит через фильтрующий материал, частично через стыки между плитами утеплителя и стекает по гидроизоляционному ковру в водоотводящие устройства. Для утепления инверсионной крыши применимы только негигроскопичные материалы, способные сохранять высокие теплоизоляционные характеристики во влажной среде. Этим требованиям удовлетворяют экструдированные пенопласты с замкнутыми порами, имеющие близкое к нулю водопоглощение, хорошие теплозащитные характеристики во влажной среде и достаточную прочность. Для защиты утеплителя от всплывания, воздействия ультрафиолетовых лучей и сильного ветра его пригружают слоем промытого скатанного гравия размером 16-32 мм. В качестве пригруза можно также использовать тротуарную плитку или брусчатое покрытие. Если на крыше дома устроить газон или небольшой цветник, то роль защитного слоя будет выполнять почва. Гравийный слой укладывается на специальный фильтрующий материал (стеклохолст), который хорошо пропускает воду, но является препятствием для прохождения твердых частиц почвы или песка. Фильтрующий материал предотвращает вымывание верх-

него (почвенного) слоя эксплуатируемой крыши и защищает плиты утеплителя от заиливания.

Из-за особенностей производства работ по модернізації теплоізоляції крыш існуючих будівель иногда работы по устройству утеплителя выполняются по низу конструкций покрытия. Данный вариант исключает необходимость воздействия на существующий конструктив крыши и кровли. Работы производятся внутри помещений. Теплоизоляционный материал, чаще плитный из эффективных материалов, крепится к потолочной поверхности специальными анкерами или к специально устроенным направляющим. По низу плит утеплителя или направляющих устраивается слой пароизоляции и защитное покрытие. В качестве защитных покрытий используют листовые материалы типа гипсокартона, пластиковые или деревянные материалы. Выполнение работ данным способом предполагает ограничение эксплуатации помещений. Строительные материалы могут подаваться через оконные проемы или по лестницам.

Устройство теплоізоляції из напыляемого пенополиуретана представляет собой процесс нанесения жидких компонентов, которые, вступая в реакцию на поверхности крыши, превращаются в эффективный теплоизоляционный слой. Напыляемый пенополиуретан получается путем смешива-



ния двух компонентов "А" и "В". Компонент "А" представляет собой смесь полиолов, в которой содержатся необходимые добавки и антипирены, а компонентом "Б" является полиизоцианат. Попадая на поверхность, смешанные компоненты вступают в реакцию, и происходит процесс их полимеризации: материал вспенивается и образует жесткий теплоизоляционный слой. Одна проходка пистолета-распылителя обеспечивает толщину готового слоя около 10,0 мм. Время полимеризации — около 7,0 с. Через несколько минут по устроенному утеплителю можно ходить. Плотность пенополиуретана — около 40-80 кг/м<sup>3</sup>. Для обеспечения хорошей стойкости к погодным условиям наружная поверхность пеноматериала должна быть защищена от ультрафиолетового излучения либо с помощью окраски, либо засыпкой из гравия. Удельная трудоемкость данного способа представлена в табл. 1. Применение описанного способа позволило исключить трудоемкие работы по разборке существующих элементов покрытия, не потребовало остановки действующего производственного процесса предприятия и обеспечило покрытие здания надежной тепло-, и гидроизоляционной, бесшовной и высокоэффективной оболочкой.

При проведении исследований приведенных выше вариантов модернизации теплоизоляции плоских крыш было установлено, что процесс производства строительных работ сопряжен с целым рядом вспомогательных мероприятий, от которых зависит выполнение основного процесса. Это устройство транспортных площадок на крыше и на земле, обеспечение безопасных условий труда строителей и безопасной эксплуатации прилегающей к объекту территории и др. Анализ трудоемкости с учетом указанных особенностей позволил установить ориентировочную структуру этих затрат (рис. 1).

Из полученной диаграммы видно, что вспомогательные работы составляют 23 % общей трудоемкости работ. В этой связи требуется на стадии разработки проектной документации проведение детального исследования указанных особенностей. Это даст возможность определить пути при-

ятия эффективных организационно-технологических решений модернизации теплоизоляции крыш существующих зданий. Результаты анализа позволят с высокой степенью достоверности прогнозировать технико-экономические показатели производства строительных работ.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Гольтерова Т.А., Савйовский А.В. Особенности термомодернизации крыши существующих зданий // *Науковий вісник будівництва. Вип. 57. Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ, 2010. С.315-319.*

2. Савйовский В.В., Джалалов М.Н., Муляр О.М., Савйовский А.В. *Энергоаудит и термомодернизация зданий // Будівництво України, № 6, -2010. С.3-7.*

3. [www.teplotech.com.ua](http://www.teplotech.com.ua).

4. *Устройство тепло-, гидроизоляции покрытия здания напыляемым пенополиуретаном // Друк. Будівництво України. Вип. 6. -Київ, 2011. С.16-18.- З Савйовский В.В., Палагуца А.В.*

5. *Особенности термомодернизации покрытия здания // Друк. Науковий вісник будівництва, ХДТУБА, № 65, с.77- 81. 2011 р. 0,2 Савйовський В.В., Гольтерова Т.А., Палагуца А.В.*

#### АНОТАЦІЯ

Наведено аналіз організаційно-технологічних особливостей виконання робіт із модернізації теплоізоляції покриттів існуючих цивільних будівель. Розглянута структура затрат на виконання вказаних робіт.

Ключові слова: теплоізоляція, структура затрат.

#### ANNOTATION

The analysis of organizational-technological features of production of works is presented on modernisation of heat-insulation of coverages of existent civil building. The structure of expenses is considered on implementation of the indicated works.

Keywords: thermal insulation, structure of expenses.

УДК 699.866

*В.О. Іваненко, к.т.н.; А.К. Завойський, к.т.н.,  
ДП НДІБВ, Київ*

## УКРАЇНСЬКА СТІНА В БАГАТОПОВЕРХОВОМУ БУДІВНИЦТВІ

АНОТАЦІЯ: В роботі проаналізований негативний досвід реалізації фасадних систем класів А і Б за останні 18 років. При цьому присутні недоліки класу А за рахунок масового порушення технології, а класу Б за рахунок використання недосконалого технічного рішення, пов'язаного з випуском на фасад залізобетонних перекриттів.

Представлена фасадна система "українська стіна", основана на використанні вітчизняних ніздрюватих бетонів, каменю крупноформатного, опоряджувальної цегли і технічних рішень, захищених патентами України.

Ключові слова: фасадні системи, ніздрюваті бетон, камінь крупноформатний, опоряджувальна цегла.

### ВСТУП

Світова минула цивілізація не ставила в масовому будівництві таких неординарних, складних і делікатних завдань: закутати будинки буквально теплими ковдрами, а потім кожний квадратний міліметр цієї ковдри на висоті 100 м захищати від агресивних зовнішніх природних впливів: землетрусів, тайфунів, холоду, дощу, вітру, в тому числі і від сонця з забезпеченням довговічності захисту хоча б на 150 років!

Але майже через 20 років, з часу прийняття нових норм енергозбереження в капітальному будівництві України не всі проєктанти і будівельники, причетні до реалізації цих нормативів, до кінця усвідомлюють важливість і складність цього заходу і несуть відповідальність за наслідки зробленого при їх реалізації.

На жаль, ця найважливіша в Україні проблема енергоефективності в будівництві вирішувалась відомим способом "проб і помилок" без відповідної інженерної і науково-технічної підготовки і дієвого моніторингу.

І це досить негативно вплинуло на сьогоднішні результати енергозбереження і довговічності особливо житлових висотних будинків.

Зараз можливо тільки констатувати, що вже збудовано близько 100 млн. кв.м житла в Україні з

непрогнозованими експлуатаційними показниками енергозбереження і довговічності. А підтвердженням тому є те, що вже тепер будинки, побудовані 3-4 роки тому за новими нормативами, почали утеплювати вдруге.

При цьому, інвестори витратили на так зване утеплення додатково ресурсів на 50-55 млрд. гривень.

Після переходу будівельної галузі на підвищений теплозахист огорожувальних конструкцій проблема їх довговічності заявила про себе з особливою гостротою.

Поняття довговічності розглядається, як власність об'єкта зберігати роботоздатний стан до настання граничного стану в умовах установленної системи технічного обслуговування та ремонту.

А граничний стан, за якого подальша експлуатація будівельного об'єкта недопустима, пов'язана з труднощами або недоцільна.

**Встановлений термін експлуатації** згідно з ДБН В.1.2-14, як календарна тривалість експлуатації об'єкта, при досягненні якої його подальше застосування за призначенням допускається лише після спеціального підтвердження роботоздатності для житлових будинків на 100 років.

**Термін служби** згідно з наказом Держбуду України від 30.09.98 №215 очевидно є синонімом терміну "Встановлений термін експлуатації" і визначається шістьма класами. При цьому 1-й клас визначається на 150 років, а 6-й клас — 30 років. Тоді капітальність споруди може визначатись коефіцієнтами, як співвідношення показників кожного класу до першого, тобто показники 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6 і одиниця є показниками капітальності споруди.

**В сучасних будинках необхідно формувати енергозберігаючі огорожувальні конструкції із рівнодовговічних для всього будинку конструктивних елементів і матеріалів.**

Без сумніву, внутрішні несучі конструкції житлових будинків із залізобетонними каркасами або цегли будуть однозначними у визначенні довговічності споруди і забезпечувати рівень довговічності за 150 років. Тоді як відповідну стійкість необхідно забезпечити і теплоізолюючих зовнішніх огорожувальних конструкцій за морозостійкістю, вологостійкістю, біостійкістю, стійкістю до корозії, високої температури, циклічних температурних коливань та інших руйнівних впливів навколишнього середовища, а також розробленням відповідних конструктивно-технологічних рішень.

А це завдання неймовірно складне і не підкріплене історичним досвідом минулих поколінь будівельників.

З іншого боку, необхідно розглядати і можливість допуску понижених вимог до довговічності тих елементів конструкції, які з вимог експлуатаційного режиму технічно можливо і економічно доцільно відновити при ремонтах (наприклад, заповнення прорізів, елементів відливів, козирків, металевих огорож, герметизації деформаційних швів і т.і.).

На жаль, на сьогодні відсутні офіційні нормативні показники довговічності матеріалів у різних умовах експлуатації і різних конструктивно-технологічних рішеннях.

При цьому необхідно врахувати суттєвий вплив на довговічність технологічний фактор виконання надійних, оперативно контрольованих конструктивно-технологічних рішень на стадії проектування і фактичної реалізації.

Суттєво впливає на вибір системи фактор "ціна – якість". При цьому повинна бути дана об'єктивна оцінка зіставленого рівня якості по основних показниках естетичності і довговічності фасадних систем.

Очевидно, що тільки глибоке і об'єктивне рейтингове зіставлення може наблизити до усвідомленого і обгрунтованого вибору і використання класу фасадної системи і конкретного конструктивно-технологічного рішення проектантими і відповідальними будівельниками.

Тому оптимальну оцінку і роль вказаних факторів необхідно шукати в таких конструктивно-технологічних рішеннях, у яких вплив "людських факторів" на будівельному майданчику буде найменшим.

Треба також врахувати фактор стабільності будівельних організацій та їх юридичну і матеріальну відповідальність за прогнозовану довговічність зданих в експлуатацію теплоізолюючих фасадних систем.

На жаль, стабілізація цього фактора в Україні явно відсутня і мало надії на її покращення найближчим часом.

В результаті, відсутні також доступні візуальні методи комплексного тестування ефективності закладених принципів енергозбереження в збудованому об'єкті і досить складний ланцюжок оцінки взаємопов'язаних обставин: проектування, будівництво, конструкція, опалення, відповідність

та невідповідність вказаних параметрів тощо, не дозволяють однозначно оцінити ефективність енергозбереження в будівництві.

**Тому головним державним завданням є забезпечення новозбудованого та вже існуючого житлового фонду засобами обліку використання тепла на кожний будинок, на квадратний метр. І державні кошти необхідно спрямувати зараз в першу чергу на встановлення засобів обліку. І тільки тоді можливо буде оцінювати і зіставляти ефективність заходів з енергозбереження в будівництві.**

## 1. Негативний досвід реалізації фасадних систем

Розглянемо достатньо об'єктивні рейтинги ефективності використання фасадних систем класів А, Б, В, складені на базі аналізу даних їх реалізації за останніх 5 років (таблиця 1).

3 – вищий рейтинг;

2 – середній рейтинг;

1 – нижчий рейтинг.

Як видно з таблиці, найвищий рейтинг у систем класу Б з опорядженням цеглою.

При цьому слід зауважити, що рейтинг систем класу Б прийнятий при використанні прогресивних технічних рішень "української стіни", реалізованих на експериментальних об'єктах.

### 1.1 Системи класу А з опорядженням тонкошаровими штукатурками

Вже в 2011-2012 роках досягнуто пандемічне розповсюдження і затвердилось MONO системою:

– при новому будівництві більше 95%;

– при санації старої забудови – 100%;

– при санації нещодавно збудованої – 100%.

При цьому слід враховувати, що фасадні системи класу А дуже схильні до модифікацій та інваріантності через присутність на ринку багаточисельних будівельних фірм і підприємств та їх матеріалів, а також особистої інтерпретації загальноприйнятих технологічних регламентів (рис. 1).

Окрім того, на якість і надійність цих систем суттєво впливає людський фактор не менше ніж 90-95 %.

Загальна кількість порушень технологічних регламентів при реалізації СФТО класу А складає більше 30 одиниць.

Таблиця 1. Рейтинги ефективності фасадних систем класів А, Б, В

№ з/п	Показники	Клас А		Клас Б		Клас В	
		Показник	Рейтинг	Показник	Рейтинг	Показник	Рейтинг
1	Опосередкована вартість за 1м <sup>2</sup> глухої частини стіни (грн./бал)	721	2	712	3	1000	1
2	Клас довговічності відповідно до наказу Держбуду України від 30.06.1998р. №215	6	1	1-2	3	5-6	2
3	Трудомісткість виконання робіт 1 м <sup>2</sup> глухої стіни (л/год./бал)	6	1	4	2	2	3
4	Вплив людського фактора на відтворення фасадної системи		1		2		3
5	Всесезонність ведення робіт		1		2		3
6	Сумісність технологічних процесів при улаштуванні теплоізолюючої зовнішньої стіни (%/бал)	—	1	100	3	20	2
7	Менталітетність личкування житлового будинку (балів)		2		3		1
8	Потенціальна можливість використання вітчизняних матеріалів і комплектуючих (балів)		2		3		1
9	Екологічність, радіаційний захист (балів)		2		3		1
10	Вплив людського фактора на якість робіт (% балів)	50	1	20	3	30	2
11	Вплив конструктивної досконалості на якість робіт (балів)		1		3		2
12	Вплив технологічної досконалості на якість робіт (балів)		1		3		2
13	Можливість операційного контролю якості (балів)		1		3		2
14	Вплив якісної поставки продукції на надійність і якість системи (роль постачальника) (балів)		1		3		2
15	Досвід використання і ступінь зрілості технології (балів)		1		2		3
16	Узагальнення суміщеності будівельно-монтажних робіт (балів)		1		3		2
17	Узагальнена капітальність технічних і технологічних рішень (балів)		1		3		2
18	Фактор ремонтпридатності системи (балів)		3		1		2
19	Експортний потенціал (балів) а) Клас А, імпорт (млн.м <sup>2</sup> ) б) Клас Б, фасадна цегла (млн. шт.) в) Клас В, імпорт (млн.м <sup>2</sup> )	2,0	1	50,0	3	1,0	2
	<b>Сума балів:</b>		<b>25</b>		<b>48</b>		<b>33</b>

Принциповими порушеннями є:

- робота на колісках, а не на стаціонарних риштуваннях призводить понад 50% технологічних порушень;
- використання тонкошарової штукатурки в поєднанні з пінополістиролом на висотних будинках, що не підтверджується науково-дослідними роботами і зарубіжним досвідом;
- приклеювання армуючої сітки замість утеплення в розчин;
- недостатня кількість дюбелів кріплення утеплювача і відсутність кріплення сітки дюбелями;
- робота при від'ємних температурах зовніш-

нього повітря і незахищеність свіжої штукатурки від сонячного випромінювання;

- заниження товщини опоряджувального шару до 1,5-2,0 мм від нормативної в межах 6,0 мм тощо.

В підсумку конструктивно-технологічна здатність системи класу А і сукупність порушень технологічного регламенту приводить її до найнижчого 6-го класу за довговічністю 25-30 років відповідно до наказу Держбуду України від 30.09.1998 р. №215 і коефіцієнтом капітальності:

$$K = 30/150 = 0,2$$

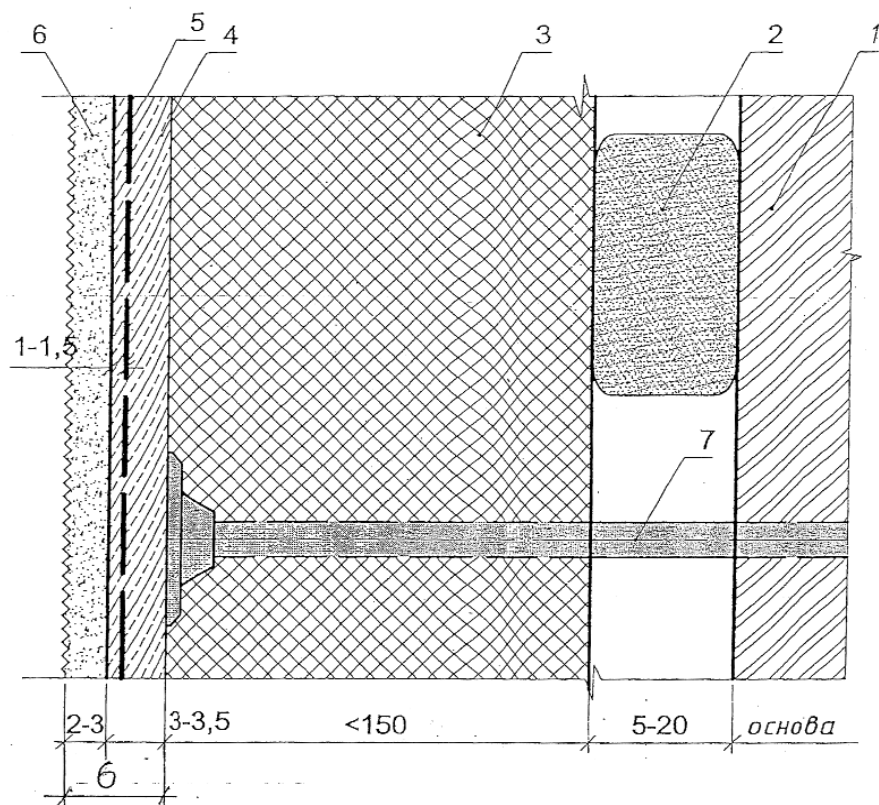
### 1.2 Система класу Б з опорядженням цеглою

На першому етапі енергозбереження в будівництві почали утеплювати зовнішні стіни установкою утеплювача з внутрішньої сторони приміщення і притискною стіною в 1/2 цеглини (120 мм) і опорядження внутрішньою штукатуркою. Окрім того, використовувалась цегла з досить низькими показниками морозостійкості (МРЗ 25) і товщиною лицьової стінки цегли всього 12 мм.

Але такий простий і доступний спосіб утеплення з дотриманням розрахункового термічного опору призводить до загрози утворення "точки роси" в середині стіни з негативними наслідками її зволоження.

На жаль, багато таких будинків залишились на завжди з непрогнозованими експлуатаційними показниками.

В подальшому житлові будинки до 16 поверхів із зовнішніми несучими стінами в експериментальному порядку за розробками Київагропроєкту будували з зовнішнім утепленням і личкуванням, встановленим на залізобетонних поясах, улаштованих через 3 поверхи по висоті будинку. Таких будинків збудовано більше 20, які успішно експлуатуються в Києві і Київській області.



**Рис. 1.** Конструктивно-технологічне рішення системи класу А:  
1 – основа; 2 – клейовий шар; 3 – утеплювач; 4 – матричний шар;  
5 – склосітка; 6 – захисно-опоряджувальний шар; 7 – дюбель.

А каркасно-монолітні житлові будинки з навісними стінами почали будувати з зовнішнім утепленням і опорядженням, встановленим на металевих консолях, приварених до закладних деталей на монолітних перекриттях кожного поверху.

Це досить неефективне конструктивно-технологічне рішення впроваджувалось при:

- відсутності антикорозійного захисту закладних деталей і зварювання в досить агресивному тепловологісному середовищі стіни;
- використанні армуючих сіток цегляної кладки без антикорозійного захисту;
- розміщенні в проміжках між закладними деталями лицьової кладки на гнучких зв'язках;
- великій концентрації металевих містків холоду.

Наступним сумнівним кроком удосконалення навісних стін каркасно-монолітних будинків стало улаштування їх на залізобетонних перекриттях, які виходять на фасад (рис. 2).

Це конструктивно-технологічне рішення створило масу нових довічних проблем з непрогнозованими експлуатаційними показниками:

- створено на 24-поверховому будинку 2,5 км залізобетонних поясів, які виходять на фасад і які створюють 600 кв.м вічних насосів (містків холоду) з відкачування тепла з будинку (рис. 3);
- створено 5,0 км експлуатаційно складних стиків, половина з яких (під перекриттям) не мають навіть теоретичної технології їх закриття і герметизації.

Все, що збудовано останнім часом з опорядженням цеглою, виконано з перекриттями, які виходять на фасад.

ДБН В.2.6-33 передбачено використання технічних рішень системи класу Б у двох варіантах (рис. 4, рис. 5).

Але за 5 років дії обов'язкового до використання нормативного документу не збудовано жодного будинку!

### 1.3 Системи класу В вентилявані з опорядженням індустріальними елементами

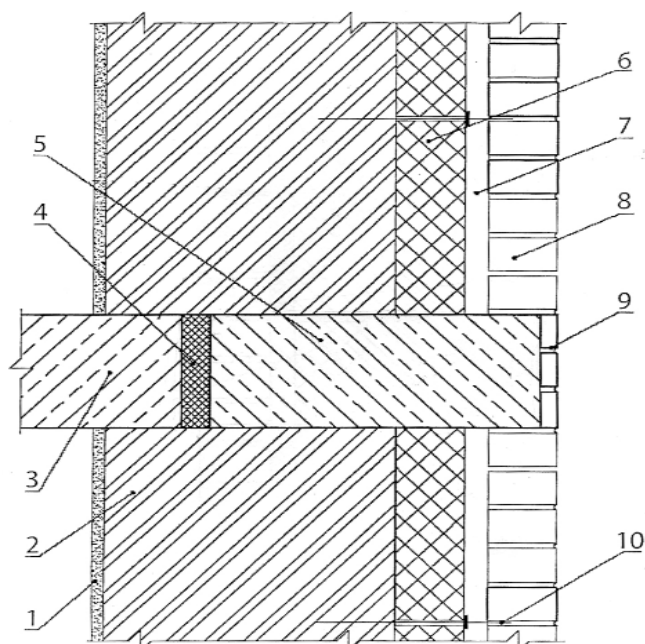
Ці фасадні системи закордонних поставок використовуються,



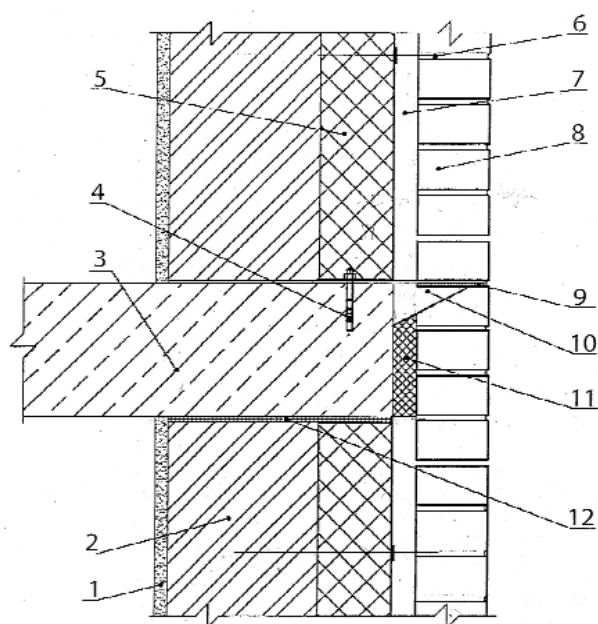
**Рис. 2.** Фасади будинків з перекриттями, які виходять на фасад, без карнизів



**Рис. 3.** Вузол стику стіни з перекриттям



**Рис. 4.** Конструктивна схема збірної системи з несучими зовнішніми стінами (підклас Б.1.1) (Вертикальний переріз):  
1 – внутрішня штукатурка; 2 – несуча стіна; 3 – плита перекриття; 4 – додатковий теплоізоляційний вкладиш; 5 – залізобетонний консольний пояс через 3-4 поверхи; 6 – шар теплової ізоляції; 7 – повітряний вентиляований прошарок; 8 – опоряджувальний шар із цегли; 9 – клинкерна фасадна цегла; 10 – металевий зв'язок із фіксатором теплоізоляційного шару



**Рис. 5.** Конструктивна схема збірної системи з несучими зовнішніми стінами (підклас Б.3.2) (Вертикальний переріз):  
1 – внутрішня штукатурка; 2 – самонесуча стіна; 3 – монолітна плита перекриття; 4 – анкер клиновий; 5 – шар теплової ізоляції; 6 – металевий зв'язок із фіксатором утеплювача; 7 – повітряний вентиляований прошарок; 8 – опоряджувальний шар із цегли; 9 – температурний компенсатор; 10 – дискретні кронштейни; 11 – теплоізоляційний вкладиш; 12 – компенсаційний шов

як правило, для опорядження офісних будинків.

Єдина фасадна система цього класу з опорядженням каменем "SCANROK" випускається і монтується в Україні і експортується в сусідні країни.

Загальнотехнічні переваги цих систем відомі. Але при використанні в наших умовах допускаються традиційні недоліки:

- невідповідність задекларованій щільності утеплювача (поставки меншої щільності);
- суттєве зменшення кількості дюбелів для закріплення утеплювача (до 1-3);
- невідповідність кріпильних елементів каркасним конструкціям (сталь-алюміній);
- ненадійність захисних елементів парапету.

#### 1.4 Системи класу Г з опорядженням склопозорими індустріальними елементами

На наш погляд, даний клас фасадних систем має право на існування в досить вузькому сегменті потреби людства в таких спорудах, демонструючи технічні досягнення, але практично без користі через колосальні витрати енергоресурсів для експлуатації протягом всього циклу функціонування об'єкта.

Тому об'єкти з освітленістю більше 18-20 % можуть будуватись виключно за спеціальними рішеннями місцевої громади.

## 2. "Українська стіна" на новій конструктивно-технологічній основі

Державним підприємством Науково-дослідним інститутом будівельного виробництва на базі прогресивних вітчизняних будівельних матеріалів і запатентованих технічних рішень, які пройшли міжнародну експертизу, сформовані тези "української стіни", яка забезпечує прогнозовані експлуатаційні показники статичної стійкості, морозостійкості, теплостійкості і довговічності за 150 років.

"Українська стіна-А" пропонується до використання в фасадних системах класу А з опорядженням тонкошаровою суперштукатуркою для будинків з несучими і навісними стінами будь-якої поверховості, як фасадна система "Дюбель".

"Українська стіна-Б" пропонується до використання в фасадних системах класу Б з опорядженням цеглою для будинків:

- 5-16-поверхових з несучими зовнішніми стінами як фасадна система "Консоль";
- 24-поверхових з навісними (ненесучими) стінами як фасадна система "Кронштейн".

Жодних проблем не існує з використанням систем у малоповерховому будівництві.

У багатоповерховому будівництві необхідно забезпечити конструктивно-технологічними рішеннями дві принципові конструктивні схеми будинків з несучими і навісними зовнішніми стінами.

Згідно з системою "Консоль" вже збудовано більше дванадцяти 16-поверхових будинків, а за системою "Кронштейн" здійснена експериментальна перевірка встановлення кронштейнів і технологічних рішень в умовах будівництва (Рис. 6).

Водночас мають бути суттєво підвищені технічні характеристики лицьової цегли (потужності України більше 120 млн. шт. на рік).

При цьому основна орієнтація повинна бути спрямована на ефективне використання теплоізоляційних ніздрюватих бетонів (потужності близько 3 млн. м<sup>3</sup> на рік) у двошарових зовнішніх стінах.

**Специфічна сутність "української стіни" розкривається і стосується (рис. 7):**

- 1) формування пристойних стилізованих частин будинків із розробленням спеціального проекту як високохудожнього архітектурного витвору із цегли і скла, який дозволяє створювати привабливе естетичне і комфортне прибудинкове середовище;
- 2) улаштування типових поверхових частин будинку, які забезпечують енергоефективність на новій конструктивно-технологічній основі "української стіни", з використанням вітчизняних ніздрюватих бетонів, каменю керамічного крупноформатного, цегли з потовщеними лицьовими гранями або суперштукатурки з технічними рішеннями, захищеними патентами України;
- 3) улаштування відповідних надійних карнизних вузлів, які забезпечують гарантований захист фасадних систем і довговічність всього будинку.
- 4) всесезонності і сумісності технології виконання будівельних робіт зі 100-відсотковою готовністю фасадної системи до експлуатації;
- 5) прогнозованості експлуатаційних показників статичної стійкості, теплостійкості, морозостійкості і рівнодовговічності за 150 років.

#### 2.1. Нова технічна основа використання матеріалів:

- а) цегла лицьова керамічна 250 x 120 x 65 :
  - марка не менше 100 кг/см<sup>2</sup>
  - морозостійкість не менше F 75
  - товщина лицьової грані не менше 40 мм
- б) цегла лицьова клінкерна 250 x 120 x 65:



Рис. 6. Будинки, збудовані за системою "Консоль"



Рис. 7. "Укрстіна". Зразок структури будинку

- марка не менше 300 кг/см<sup>2</sup>
- морозостійкість більше F 100
- цегла лицьова бетонна 250 x 120 x 65:
  - марка не менше 100 кг/см<sup>2</sup>
  - морозостійкість не менше F 75
  - лицьові грані, в т.ч. декоративні не менше 40 мм

цегла лицьова силікатна 250 x 120 x 65,  
250 x 120 x 88:

- марка не менше 200 кг/см<sup>2</sup>
- морозостійкість не менше F 50

б) камінь крупноформатний

- марка 75-300
- морозостійкість F50

в) утеплювач: — ніздрюватобетонні (НБВ) виробу до 400 кг/м<sup>3</sup>, В1-1,5,

розмір (мм): довжина товщина висота

Тип 1	500	250	300
Тип 2	500	200	300
Тип 3	500	200	290

г) кронштейни: — із нержавіючої сталі: КР-1—КР-6;

д) коннектори: — із нержавіючого дроту діаметром 3 мм;

е) лугостійка склосітка з вічком 5x5 мм.;

ж) арматурні сітки для личкування;

и) дюбелі поліамідні з металевим стрижнем;

к) спеціальна ґрунтовка для НБВ;

л) силіконова штукатурка не менше 6 мм.;

м) деформаційні шви через 25-30 м.

## 2.2. Фасадна система класу А "Дюбель"

Нова технічна основа фасадної системи класу А "Дюбель" базується на використанні технічних

рішень, захищених патентами № 77341, 81528, 58175, і заявки на колиску 2012 114465 в каркасно-монолітних будинках до 24 поверхів (Рис. 8).

Конструкція рядової ділянки зовнішньої стіни є двошаровою і складається із ніздрюватобетон-

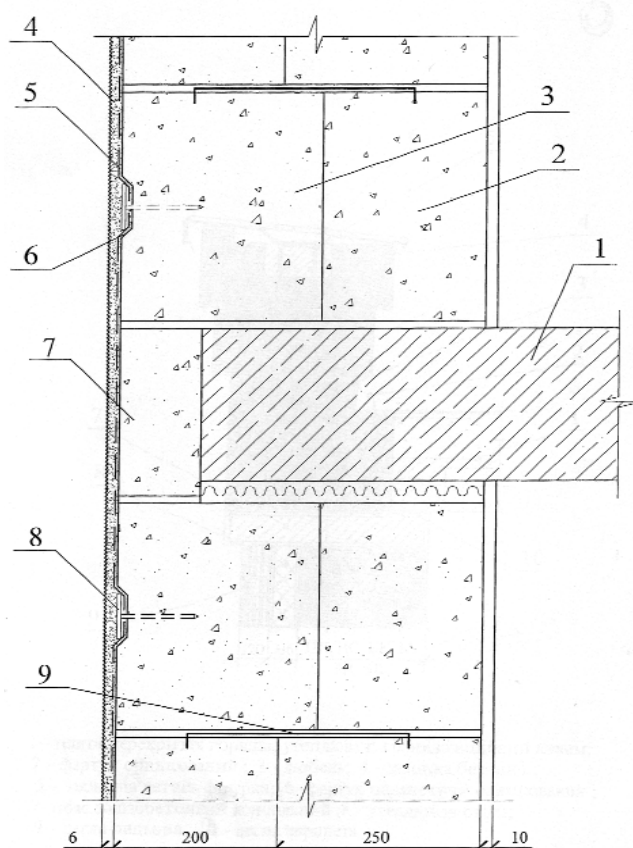
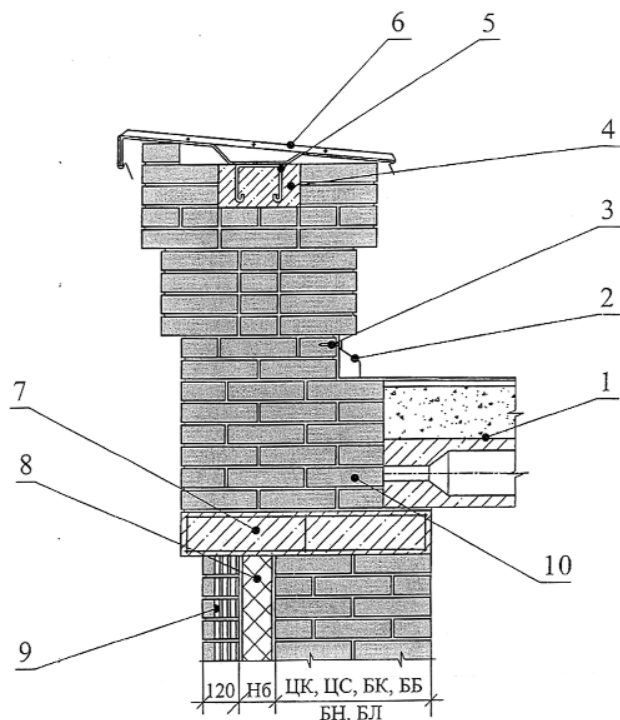


Рис. 8. "Укрстіна". Фасадна система "Дюбель":

- 1 — монолітне перекриття; 2 — блок НБ 200x500x300; 3 — блок НБ 250x500x300; 4 — декоративно-захисна штукатурка; 5 — склосітка; 6 — виймка d 70, h=5; 7 — добірний вкладиш 100x500x220; 8 — дюбель; 9 — коннектор





**Рис. 9.** "Укрстіна". Карнизний вузол стіни:  
 1 – плита перекриття горища, утеплювач, гідроізоляційний килим; 2 – фартух оцинкований; 3 – дюбель; 4 – шпонка бетонна; 5 – закладна деталь фігурна; 6 – фартух парпетний оцинкований; 7 – пояс залізобетонний консольний; 8 – утеплювач стіни; 9 – цегла лицьова; 10 – цегла парпетна

них виробів у вигляді блоків щільністю  $400 \text{ кг/м}^3$  з опорядженням тонкошаровою штукатуркою. А в межах залізобетонних діафрагм і колон товщиною 200 мм стіна є тришаровою конструкцією.

Для першої температурної зони Києва товщина стіни складає 450 мм із двох блоків товщиною 250 і 200 мм, тип 1 і тип 2. Висота блоків 300 мм.

Огородження балконів і лоджій виконується клінкерною цеглою.

Улаштування кладки рядових ділянок стіни виконується з НБВ на залізобетонному перекритті і починається з установки блоків Б-1 шириною 250 мм, які нависають за кромку перекриття на 100 мм.

При цьому повинно бути попередньо укладені вкладиші із НБВ товщиною 100 мм в торець перекриття.

Другий ряд блоків Б-1 шириною 200 мм виконується впритул до блоків Б-2, але з перев'язкою вертикальних швів не менше ніж на  $1/3$  довжини блока.

Другий ряд блоків по висоті починається з блоків Б-2 шириною 200 мм, а потім встановлюються блоки Б-1, чим забезпечується перев'язка

блоків по товщині стіни на 50 мм. Спеціальний карнизний вузол улаштовують над технічним поверхом (Рис. 9).

В межах діафрагм і колон встановлюється один блок Б-1 товщиною 250 мм і через два ряди блоків по висоті встановлюються спеціальні коннектори з закріпленням до бетону розпірними дюбелями.

Опорядження фасаду виконується після улаштування стін із блоків.

Роботи ведуться з використанням спеціальних підвісних колісок, оснащених відповідними барабанами для розміщення сітки і пристроями для гальмування колісок на фасаді будинку.

Опорядження фасаду ведеться спеціальними розчинами для фасадних поверхонь із НБВ і склосітки з вічком в межах 5 мм.

Попередньо на фасадних поверхнях блоків спеціальною фрезою улаштовується по центру блока лунка діаметром 80 мм і глибиною 5-6 мм. Після чого по центру лунки насверджується отвір під діаметр поліпропіленового дюбеля 10 мм. Глибина отвору 70 мм.

Починають роботи з наклеювання сітки і закріплення її дюбелями. Потім улаштовують декоративний шар опорядження згідно з паспортом на фасад будинку.

Роботи виконуються у відповідності з технологічним регламентом наклеювання сітки і інструкцією роботи на підвісній спеціальній колісці.

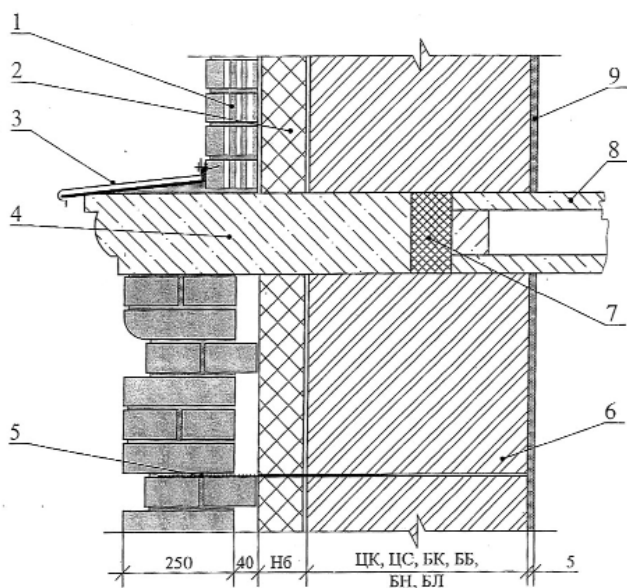
### 2.3. Фасадна система класу Б "Консоль"

Нова технічна основа фасадної системи класу Б "Консоль" базується на використанні технічних рішень, захищених патентом № 78360.

Особливістю системи є те, що утеплювач і личкування спирається через 2-3 поверхи на залізобетонні пояси, розташовані на рівні перекриття і відокремлені від нього додатковим суцільним утеплювачем. Пояси виконуються монолітними або збірними (Рис. 10).

Несуча частина стіни повинна бути завтовшки не менше 510 мм із дешевої силікатної полуторної цегли відповідної марки при обпиранні, як правило, несучих перекриттів на зовнішні стіни.

В якості утеплювача використовуються ніздрюватобетонні вироби щільністю  $300 - 350 \text{ кг/м}^3$ , розміром в мм: довжина – 500, ширина – 200, висота – 290, тип 3. Личкування виконується силікатною цеглою з армуванням згідно з проектом.



**Рис. 10.** "Укрстіна". Фасадна система "Консоль":  
1 – цегла лицьова; 2 – утеплювач; 3 – фартух оцинкований; 4 – пояс консольний залізобетонний; 5 – анкери стінові; 6 – несуча стіна; 7 – утеплювач додатковий; 8 – плита перекриття; 9 – штукатурка внутрішня

Зводиться зовнішня стіна ярусами заввишки 600 мм.

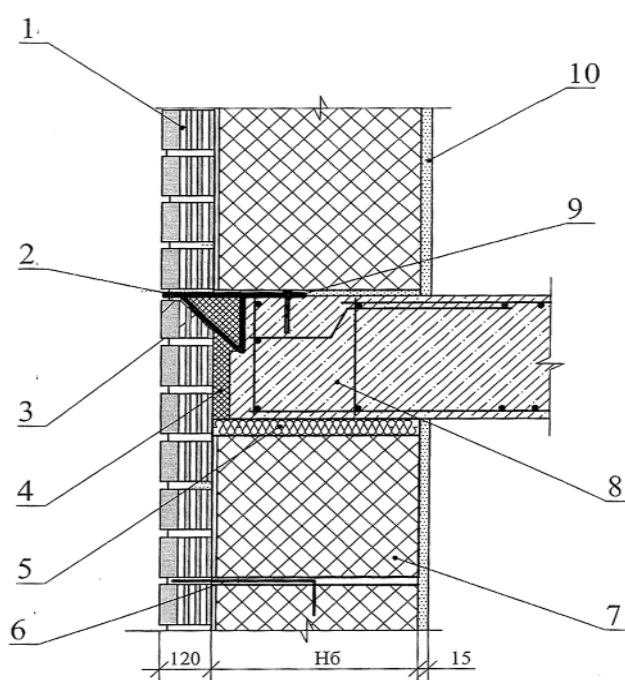
Кожен ярус перев'язується гнучкими дискретними коннекторами із нержавіючого дроту товщиною 3 мм. Довжина коннектора повинна анкерувати личкування на 80–90 мм і в несучій частині стіни на 100–120 мм. Загальна площа перерізу гнучких зв'язків повинна становити не менше 0,4 см<sup>2</sup> на 1 м<sup>2</sup> поверхні стіни.

Особливе місце в функціональній придатності і надійності СФТО займає також кінцевий парапетний вузол, який перебуває в досить складних температурно-вологісних умовах експлуатації, а зовнішнє фасадне утеплення робить цей вузол ще більш вразливим (Рис. 9).

Таким вимогам найбільш відповідає двосторонній парапетний карниз із надійним закріпленням фартуха, який повинен бути обов'язковим атрибутом усіх без винятку СФТО відповідно до патенту № 58176.

#### 2.4. Фасадна система класу Б "Кронштейн"

Нова технічна основа фасадної системи класу Б



**Рис. 11.** "Укрстіна". Фасадна система "Кронштейн":  
1 – цегла лицьова; 2 – кронштейн КР-1; 3 – компенсатор; 4 – утеплювач додатковий; 5 – ущільнювач; 6 – анкери стінові з металевого дроту КН-1; 7 – несуча стіна; 8 – плита перекриття; 9 – шанкре розпірний кронштейна; 10 – штукатурка внутрішня

"Кронштейн" базується на використанні технічних рішень, захищених патентами № 84227, 81528, 890668, 75176 в каркасно-монолітних будинках до 24 поверхів.

Конструкція рядової ділянки зовнішньої стіни є двошаровою і складається із ніздрюватобетонних виробів щільністю до 400 кг/м<sup>3</sup> з опорядженням цеглою, а в межах залізобетонних діафрагм і колон товщиною 200 мм стіна має 3-шарову конструкцію (Рис. 11).

Для першої температурної зони Києва товщина стіни складає 450 мм із двох блоків товщиною 250 і 200 мм, тип 1 і тип 2. Висота блоків 300 мм.

Опорядження виконується керамічною і бетонною цеглою з потовщеними лицьовими гранями або клінкерною цеглою з армуванням згідно з проектом.

Огородження балконів і лоджії виконується клінкерною цеглою.

Для розміщення опорядження і утеплювача на торцях монолітного перекриття закріплюються розпірними анкерами кронштейни К-1, К-2, виготовлені штамповкою із нержавіючої сталі.



Рис. 12. Київ, вул. Червонозоряний проспект

Кронштейни встановлюються на перекриттях через 2-3 поверхи по висоті будинку. Армування личкування виконується згідно з проектом.

Влаштування стіни виконується ярусами висотою 615 мм із 8 цеглин і двох блоків, тип 1 і тип 2 по висоті. В межах яруса кладка перев'язується коннекторами. Карнизний вузол (рис. 9).

## 2.5. Поставимо "свічки" на пристойні канделябри

Свічки багатопверхових корпусів-башт стали звичним явищем в об'ємно - просторовій композиції і панорамі міста.

**На жаль, вони практично не створюють достойного сприятливого естетичного навколишнього прибудинкового середовища.**

Свічки часто немов виростають із землі, а ще гірше, коли їх ставлять на непристойні, непривабливі, бездуховні "підсвічники", без поваги до оточуючого середовища і мешканців будинку, які не знаходять у них естетичної насолоди і прикладів



Рис. 13. Київ, вул. Щербакова

духовного виховання багатьох поколінь мешканців будинків (рис. 12, 13).

Особливо в останній час стилобатні частини будинків заповнили пальово-скляними вітринами, буквально "сундуками", "ящиками", "валізками", рамками і ґратами із заліза і холодного скла.

Безсистемні архаїчні форми стилобатних частин будинків у поєднанні з монстрами-фасадами, перенасиченими суцільним холодним склінням вікон, балконів і лоджій (скломанія) з необлаштованими прибудинковими територіями, захарашченими автомобілями, створюють гомогенне, агресивне середовище, яке потребує спеціального дослідження і експертизи.

Тому окрасою будинку-свічки повинна стати архітектурно-виразна стилобатна частина будинку, яка, в першу чергу, створює привабливе естетичне і комфортне прибудинкове середовище.

В підсумку повинен бути сформований архітектурний образ середовища стилобатних частин будинків у зоні прибудинкових територій.

Треба також враховувати те, що залишилось на спадок у Києві і побудоване з цегли, де всі 3-6-поверхові будинки оздоблені високохудожніми орнаментами з цегли на повну висоту будинку з карнизами.

Розробленим спеціально архітектурно-художнім проектом доцільно і необхідно в 2-4-поверховій стилобатній частині такого висотного будинку використання розкішного карнизу, який імітує антику за членуванням та архітектурним профілем з метою:

- оформлення і підкреслення значущості перших поверхів як основи споруди з приміщеннями, як правило, обслуговування;
- композиційного розчленування об'єму жит-

Таблиця 2

№№ з/п	Характеристика стіни	Вартість 1 кв.м глухої частини стіни, грн..
1	Вироби із ніздрюватого бетону 200 + 250 = 450 мм. Личкування керамічною цеглою, кл. Б., „Укрстіна”	712,0
2	Вироби із ніздрюватого бетону 200 + 200 = 450 мм Тонкошарова штукатурка, кл. А „Церезіт” „Укрстіна”, спецколіска	714,0
3	Цегла керамічна порожниста, 250 мм. Утеплювач – мінплита, 120 мм. Тонкошарова штукатурка, кл. А. Суцільні риштування	721,0
4	Цегла керамічна порожниста 250 мм фасадна система „Мармарок”, кл. В	1000,0

лового корпусу – свічки, щоб зорозово перервати одноманітність його розвитку вгору і зупинити візуальну нескінченність;

– посилення уяви фундаментальності та багатозначності об'єкта у просторі міста в формуванні і створенні естетичного житлового прибудинкового середовища ;

– поєднання українського дизайну і орнаментів цегляної кладки з сучасними можливостями скла.

Остання вимога до стилістичної частини будинку і стає основною вимогою до проекту, який повинен затверджуватись Містобудівною радою міста.

Щорічний конкурс міста на кращий реалізований проект стилістичної частини будинку буде стимулювати цей процес.

## 2.6. Ціна і якість

На сьогодні будівельна галузь стоїть перед дилемою: "коштує дорого, будувати дешево".

У будівельному комплексі України склалась парадоксальна ситуація з будівництвом житла.

При введенні нових норм енергозбереження несучі конструкції будинку практично залишилися незмінними із довговічністю на 150 років.

Традиційні елементи зовнішнього утеплення з елементами його захисту виявились на декілька порядків нижчими за довговічністю.

Протягом минулих 20 років і тепер ця диспропорція в довговічності несучих і утеплюючих систем залишається, що, на наш погляд, недопустимо.

Однією із основних ідей "української стіни" є урівноваження довговічності утеплюючих систем за рахунок використання двошарових зовнішніх стін з ніздрюватобетонних виробів і лицьової цегли.

Тому надавати оцінку для співставлення зовнішніх стін класу А з довговічністю 20-30 років

за 6-м найнижчим класом і масовим порушенням технології некоректно.

Запропонована фасадна система класу Б як "українська стіна" з прогнозованою довговічністю на 150 років характеризується вартістю 1 кв. м глухої частини теплоізолюючої стіни в межах 712,0 грн.

Якщо прийняти умовну вартість житла за 6000 грн./кв.м, то питома вага глухої частини зовнішньої стіни складе:

$$П = 712 \times 100 \times 0,7 / 6000 = 8,3 \%$$

– збільшення вартості 1 кв. м. стіни складає всього

$$В = 80 \times 100 \times 0,7 / 6000 = 0,93\%$$

тобто вирішальну роль відіграють не вартісні показники, а **довговічність**.

У таблиці 2 наведено зіставлення вартості 1 кв.м глухої частини утепленої зовнішньої стіни різних конструктивно-технологічних схем.

На 1 млн. кв.м введеного в експлуатацію житла залучається за програмою "українська стіна" 490 млн. грн. інноваційних ресурсів.

## ЛІТЕРАТУРА:

1. ДБН В.2.6-33:2008 Конструкції будинків і споруд. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією, вимоги до проектування, улаштування та експлуатації.

2. Патент України № 58176 С2 Карнизний вузол даху будинку з внутрішнім водостоком

3. Патент України № 75167 С2 Зовнішня теплоізолювальна стіна багатопверхового будинку.

4. Патент України № 78360 С2 Зовнішня теплоізолювальна стіна багатопверхового будинку

5. Патент України № 81528 С2 Спосіб зведення зовнішніх стін багатопверхових каркасно-монолітних будинків.

6. Патент України № 84227 С2 Зовнішня теплоізолювальна стіна багатопверхового будинку.

7. Патент України № 89068 С2 Фасадна порожниста цегла.

8. Патент України № 93143 С2 Спосіб опорядження зовнішніх стін будинків багатошаровою штукатуркою.

9. Патент України № 95375 С2 Навісні риштування.

10. Патент України № 77341 С2 Теплоізолювальна стіна будинку.

11. Рекомендації з улаштування зовнішніх стін із теплоізоляційно-опоряджувальними фасадними системами в житлових і громадських будинках. Шифр РК 333-01, НДІБВ. 2006.

12. Техническая информация HALFEN "Консольные анкеры HALFEN, фасады".

## АННОТАЦІЯ

В работе проанализирован негативный опыт реализации фасадных систем классов А и Б за последние 18 лет. При этом существуют недостатки класса А за счет нарушения технологии, а класса Б за счет использования несовершенного технического решения, связанного с выпуском на фасад железобетонных перекрытий.

Представленная фасадная система "українська стіна" основана на использовании отечественных ячеистых бетонов, отделочного кирпича и технических решений, защищенных патентами Украины.

Ключевые слова: фасадные системы, ячеистые бетоны, блоки крупноформатные, облицовочный кирпич.

## ANNOTATION

This paper analyzes the negative experience of facade systems of class A and B over the last 18 years. However there are disadvantages class at the expense of technology, and the Class B through the use of imperfect technical solutions related to the issue of the facade of concrete slabs.

Presented facade system "Ukrainian stina" is based on the use of domestic cellular concrete, decorative brick and technical solutions protected by patents of Ukraine.

Keywords: front systems, cellular concrete, blocks large-format, facing brick.

УДК 69.693.5:624.012.3/4

*В. Т. Шаленний, д.т.н., НАПКБ, Сімферополь;  
О. А. Катишук, ДВНЗ ПДАБА, Дніпропетровськ*

## ЩОДО ДОЦІЛЬНОСТІ ТА МОЖЛИВОСТІ ВРАХУВАННЯ РІЗНОВИДУ ПОШИРЕНИХ РОЗБІРНО-ПЕРЕСТАВНИХ ОПАЛУБОК

### АНОТАЦІЯ

Виконано уточнення норм часу з відокремленням циклу монтажу та демонтажу розбірно-переставних опалубок різних фірм виробників та подальшим визначенням і порівнянням техніко-економічних показників технологій із використанням різновидів сучасних опалубок.

Ключові слова: норми часу, опалубка, техніко-економічні показники.

**Вступ.** Сьогодні монолітне будівництво є одним з найбільш поширених способів зведення будівель і споруд, що дозволяє відносно легко врахувати особливості запроєктованих об'єктів, а використання під час їх зведення комплектів сучасної інвентарної опалубки дозволяє досягти високих темпів зведення та необхідної якості. Таким чином, сучасні опалубні системи істотно підвищують технологічність монолітного домобудівництва, забезпечуючи його конкурентоспроможність.

Однак, досить тривалий час використання прогресивних технологій монолітного будівництва в нашій країні носило обмежений характер і стримувалося необхідністю придбання дорогої опалубки зарубіжного виробництва, що було і залишається малодоступним для багатьох дрібних будівельних організацій. З появою на ринку вітчизняних опалубних систем, які не поступаються за якістю імпортованим аналогам, а також фірм-посередників, що пропонують комплекти таких опалубок в оренду чи лізинг, ситуація змінилася за лічені роки.

**Аналіз публікацій.** Разом із поширенням самих опалубних систем відомих закордонних фірм в Україні з'явилися і монографії, що описують та враховують особливості конструкції і технології їх використання, наприклад, відносно найпоширенішої в Європі опалубки австрійської фірми "DOKA" [1]. Майже одночасно в Росії видано навчальний посібник [2], який в основному ґрунтується на використанні аналогічної опалубної системи фірми "PERI". Відповідно удосконалюється і нормативна

база монолітного домобудування. На заміну та в розвиток ДБН Д.2.2-6-99 [3] розроблено та введено в дію ДСТУ Б Д.2.2-1:2008 [4], в якому, окрім традиційних опалубних систем, відокремлено в окрему групу норми витрат трудових і матеріальних ресурсів на влаштування залізобетонних конструкцій у модульній дерево-металевій розбірно-переставній опалубці типу "ДОКА" (група 53).

Як виявилось, ця частина нормативного документа була розроблена тільки на основі хронометражних спостережень при виконанні робіт із використанням саме опалубки фірми "ДОКА". Окрім цього, у згаданому ДСТУ витрати часу не поділяються на виконання монтажу та демонтажу опалубки. І якщо при складанні кошторисів такий поділ не важливий, то для організаційно-технологічного проектування, а саме, побудови графіків виконання робіт та визначення їх техніко-економічних показників, обов'язково необхідно залізобетонні роботи ще й поділяти на окремі технологічні процеси з монтажу та розбирання опалубки. Адже ці процеси виконуються в різний час, а інколи і різними виконавцями.

Ми також помітили, що на умовах оренди, які пропонують останнім часом регіональні представники згаданих найбільш відомих фірм, частка витрат підрядника на оренду опалубки стала навіть більшою за витрати на матеріали і заробітну платню будівельників, що разом взяті [5]. Тобто, для зменшення собівартості виконання залізобетонних



Рис. 1. Адміністративно-виставковий комплекс у м. Дніпропетровськ

робіт при організаційно-технологічному проектуванні тепер стало вкрай важливо вибирати для використання ту опалубну систему, яка має меншу і вартість, і час знаходження на будмайданчику.

Як показує аналіз, опалубні системи відрізняються між собою не лише за фірмою-виробником, але й за конструктивними складовими, такими як товщина фанери чи іншого листового матеріалу для облицювання, матеріал та розміри профілів, які визначають властивості міцності та жорсткості системи, основні з'єднувальні і регулювальні елементи, їх кількість та вага. А відповідно, мають відрізнятися і техніко-економічні показники технологій, що реалізуються із використанням систем опалубок різних виробників. Поки що на ці аспекти відносно більш ефективного розвитку технології монолітного індустріального будівництва дослідники та виробничники не звернули належної уваги.

Таблиця 1. Результати підбору комплектів розбірно-переставної опалубки для одного і того ж об'єкта при використанні опалубних систем різних виробників

Потреба в ресурсах для опалубних систем виробників				
Фірма-виробник	ДОКА	PERI	ГИПРО	ЦЕНТРОМАШ
Необхідна кількість елементів для влаштування колон на ділянці, шт.				
щити	12	12	8	16
кути	-	12	-	16
замок	48	16	8	84
стяжка	9	14	20	32
розкіс	18	6	8	8
Разом	97	60	44	156
Вартість придбання комплекту опалубки для колон, грн.	139889	147119	33118	62093
Необхідна кількість елементів для влаштування перекриття на цій же ділянці площею 550м <sup>2</sup> , шт.				
балки	582	395	464	272
стояки	217	225	305	304
тринога	135	100	135	102
Разом	934	720	904	678
Вартість комплекту опалубки для перекриття, грн.	824355	424414	347829	90265
Загальна вартість комплекту, грн.	964244	571533	380947	152358



**Рис. 2.** Проведення хронометражних спостережень при будівництві житлового комплексу "Фестивальний"

**Мета роботи** — підвищення ефективності виконання монолітних залізобетонних робіт на основі уточненого визначення витрат праці із врахуванням конкретної системи сучасних розбірно-переставних опалубок та вартості її використання на об'єкті.

**Методика дослідження.** Щоб довести твердження про суттєву різницю конструктивно-технологічних характеристик систем розбірно-переставних опалубок у різноманітних фірм-виробників було виконано наступне. На прикладі проекту будівництва адміністративно-виставкового комплексу у м. Дніпропетровськ (рис.1.) (забудовник Проммонтажреконструкція) для декількох фірм-виробників опалубок на тендері було запропоновано підібрати мінімально необхідний, але достатній комплект опалубки: для міжповерхового

перекриття площею 550 м<sup>2</sup> та для колон на два поверхи загальною висотою 8,5м.

Це завдання було прийнято для реалізації чотирма фірмами -виробниками, три з яких вже давно на українському ринку, а четверта — щойно з'явилась. Після обробки отриманих проектних матеріалів стало очевидним, що різниця в основних комплектуючих та коштах на придбання (або оренду) опалубок дуже значна (табл.1). Отримані дані засвідчують доцільність вибору різновиду комплекту опалубки із врахуванням вартості його придбання чи оренди, що дозволяє досягти економії не менш ніж півмільйона грн. на конкретному розглянутому об'єкті.

Отримавши дозвіл та ознайомившись із первинними матеріалами хронометражних спостережень, що свого часу виконували спеціалісти Українського державного науково-дослідного центру ціноутворення в будівництві "Цінобуд" Держбуду України для розробки згаданих стандартів, ми разом встановили і опублікували нові співвідношення між витратами часу на монтаж та демонтаж опалубки фірми ДОКА [6]. Виявилось, що для розглянутої системи опалубки загальну норму часу на встановлення та розбирання опалубки після набору міцності залізобетонних конструкцій слід розділити на складові у співвідношенні: встановлення опалубки — 3/4; розбирання опалубки — 1/4 відповідних нормованих витрат трудових ресурсів.

У липні 2012 року були виконані хронометражні спостереження за аналогічною методикою на будівництві житлового комплексу "Фестивальний" у м. Дніпропетровськ (рис.2.).

**Таблиця 2.** Отримані витрати часу на виконання опалубних робіт в опалубках фірм Perі, Ulma та порівняння їх із нормованими для опалубки фірми Дока (одиниця виміру — 100 куб. м залізобетону в конструкції)

Фірма – виробники	Perі		Ulma		Doka	
	люд.-год.	маш.-год.	люд.-год.	маш.-год.	люд.-год.	маш.-год.
<b>Витрати часу на опалубні роботи</b>						
<b>опалубка для влаштування глухих стін товщиною до 150мм (базова норма 6-53-1 [5])</b>						
монтаж	2244,95	286,13	<i>дослідження не проводились</i>		1288	378
демонтаж	562,07	106,83			334,6	61,6
Всього	2806,99	392,96			1622,6	439,6
<b>опалубка для влаштування колон периметром до 3м (базова норма 6-53-7 [5])</b>						
монтаж	374,56	38,89	510,52	46,61	892,803	213,449
демонтаж	205,71	23,14	258,49	36,79	326,297	32,751
Всього	580,27	62,03	769,01	83,40	1219,1	246,2
<b>опалубка для влаштування безбалочних перекриттів товщиною до 150мм (базова норма 6-53-8 [5])</b>						
монтаж	168,94	53,58	314,84	53,58	496,005	73,103
демонтаж	133,74	9,62	161,48	9,62	152,995	9,997
Всього	302,68	63,2	476,32	63,2	649	83,052

Таблиця 3. Техніко-економічні показники проектів виконання робіт із влаштування монолітних залізобетонних конструкцій на одному поверсі в опалубках різних виробників

Найменування показників, одиниці виміру	Фірми-виробники опалубки		
	Doka	ULMA	Peri
<b>При зведенні глухих стін товщиною до 150мм</b>			
Обсяг робіт, куб. м	21	-	21
Тривалість робіт, діб	10	-	12
Трудомісткість, люд.-дн. /маш.-зм.	58,15/15,83	-	88,19/14,58
Витрати праці на 1м <sup>3</sup> , люд.-дн.	2,75	-	4,20
Заробітна платня робітників, грн.	6609,39	-	10060,22
Вартість механізованого процесу, грн.	18998,28	-	14136,35
Вартість придбання набору щитів опалубки для влаштування стін на одній захватці, грн.	282000	-	259440
<b>При влаштуванні колон периметром до 3м</b>			
Обсяг робіт, куб. м	24	24	24
Тривалість робіт, діб	19	15	13
Трудомісткість, люд.-дн. /маш.-зм.	52,57/12,20	39,07/7,32	33,40/6,67
Витрати праці на 1м <sup>3</sup> , люд.-дн.	2,19	1,62	1,39
Заробітна платня робітників, грн.	5427,79	3299,73	2885,65
Вартість механізованого процесу, грн.	14639,91	7454,67	7176,75
Всього прямих витрат (без вартості матеріалів і опалубки), грн.	38317,7	31754,4	30374,90
Вартість придбання комплекту опалубки із розрахунку на 1 цикл його використання, грн.	21250	21000	20312,50
<b>При влаштуванні безбалочного перекриття товщиною до 150мм</b>			
Обсяг робіт, куб. м	67	67	67
Тривалість робіт, діб	25	17	13
Трудомісткість, люд.-дн. /маш.-зм.	73,19/11,33	50,05/9,15	37,00/9,15
Витрати праці на 1м <sup>3</sup> , люд.-дн.	1,09	0,75	0,55
Заробітна платня робітників, грн.	7737,92	4822,82	3550,07
Вартість механізованого процесу, грн.	13599,77	10633,01	10633,01
Вартість придбання опалубки на площу перекриття, грн.	674472,53	509220,42	406353,90
<b>Витрати на придбання комплекту опалубки на поверх</b>			
Всього	977722,53	800940,12*	686106,40

Примітка: При підрахунку невідомої вартості опалубки для влаштування стін із використанням опалубки фірми ULMA умовно було прийняте середнє значення вартості опалубки фірм Doka та Peri.

Після проведення відповідних розрахунків та перевірки їх на достовірність встановлено нові витрати часу на опалубні роботи із використанням опалубних систем двох інших відомих фірм-виробників Peri та Ulma. Час використання машин і механізмів визначено також на підставі калькуляцій витрат праці і часу використання машин і механізмів. Розрахунок витрат праці машиністів виконано на підставі норм часу використання машин і механізмів згідно з ДБН Д.2.7-2000. Усі результати розрахунку із урахуванням перехідних коефіцієнтів від кв. м поверхні опалубки до 100 м<sup>3</sup> залізобетону в конструкціях в ділі зведено до табл. 2 [6, 7].

**Результати та їх аналіз.** Щоб довести доцільність та ефективність використання конкретизованих норм часу, нами було проведено обчислювальні експерименти із проектуванням графіків

виконання залізобетонних робіт на прикладі вищезгаданого проекту зведення адміністративно-виставкового комплексу у м. Дніпропетровськ із наступними розрахунками основних техніко-економічних показників варіантів технології при зведенні лише одного поверху (табл. 3).

Розраховані після побудови графіків виконання залізобетонних робіт із зведення каркаса на одному поверсі розглянутої будівлі техніко-економічні показники показали їх суттєву різницю при використанні опалубки різних фірм-виробників. Технологія із використанням опалубки фірми Doka виявилася більш ефективною лише за тривалістю робіт із влаштування конструкцій стін. Однак, враховуючи значно більшу вартість її придбання або оренди, ця опалубка буде менш ефективною у порівнянні з іншими розглянутими системами опа-



лубок при використанні на даному об'єкті. Напевно кращою за техніко-економічними показниками використання на цьому об'єкті виявляється аналогічна опалубка іншого відомого виробника.

Однак прямо поширювати наведені кількісні дані на інші випадки організаційно-технологічного проектування поки що буде не зовсім коректним. Для цього необхідно провести ще комплекс обчислювальних експериментів, щоб за допомогою сучасних комп'ютерних засобів проектування і обробки результатів шляхом багатоваріантного проектування отримати відповідні закономірності зміни ТЕП в залежності від різновиду опалубки. Як варіантна частина вихідних даних тут мають бути: системи опалубки, будівельні об'єкти, засоби механізації бетонних робіт, різновиди бетонної суміші та умови набору міцності до розопалублення тощо. Але основою для варіантного проектування тут мають бути вже конкретизовані витрати часу будівельників в залежності від різновиду опалубки, що застосовується.

Нам також здається, що слід скоригувати і одиниці виміру в згаданих нормах витрат ресурсів - витрати часу на опалубні роботи визначати не в кубічних метрах бетонних конструкцій, а в площі опалубки для цих конструкцій. Це практично не ускладнює кошторисних розрахунків, але значно спростить наступне технологічне проектування.

#### Висновки

Як видно із наведених результатів, витрати коштів на придбання чи оренду опалубки, а також праці будівельників на встановлення та розбирання опалубних систем різних фірм-виробників суттєво відрізняються. Це слід враховувати проєктувальниками та підрядними організаціями при визначенні доцільної для застосування системи опалубки для виконання залізобетонних робіт.

Ми зацікавлені в тому, щоб отримані та представлені тут результати досліджень стали відомими, знайшли подальший розвиток у наміченому напрямку та хоч частково б знайшли застосування при техніко-економічних обґрунтуваннях і організаційно-технологічному проектуванні залізобетонних робіт із використанням прогресивних поширених систем розбірно-переставної опалубки.

#### ЛІТЕРАТУРА

1. Холоднюк В. П., Клименко В. Ю. *Строительство каркасно-монолитных зданий с применением системы опалубки "Дока"*. — Днепропетровск: ПГАСА, 2005.-96с.

2. Антилов С. М. *Опалубочные системы для монолитного строительства: Учебное издание.* — М.: Издательство АСВ, 2005.-280с.

3. Шаленный В. Т. *Обоснование и предложение по совершенствованию конструкции разборно-переставной опалубки для непрерывного бетонирования многоступенчатых ленточных фундаментов /И. С. Сенник, В. Т. Шаленный, О. А. Бицоева //Строительство и техногенная безопасность. Сб. науч. трудов.* — Симферополь : НАПКС, 2012. — Вып. 42. — С. 63-68.

4. ДБН Д.2.2-6-99. *Ресурсные элементные сметные нормы на строительные работы. Сборник 6. Бетонные и железобетонные конструкции монолитные.* /Госстрой Украины — Киев, 2000. -69с.

5. ДСТУБ Д.2.2 — 1:2008. *Сборник 6. Сборка и разборка опалубки.* — Киев: Минрегионстрой Украины. — 35с.

6. Шаленный В. Т. *Развиток нормування витрат ресурсів на виробництво опалубочних робіт із використанням сучасних розбірно-переставних опалубочних систем /В. Т. Шаленный, П. І. Несевря, О. А. Бицоева [та ін.] //Строительство, материаловедение, машиностроение //Сб. науч. трудов.* — Днепропетровск, ГВУЗ "ПГАСА", 2012. — Вып. 65. — С.666-670.

7. *Оцінка ефективності робіт із влаштування залізобетонних перекриттів на основі встановлених норм часу та врахування виробника розбірно-переставних опалубок / В.Т. Шаленный, О.А. Капшук, В.В. Гризодуб //Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць.* — Рівне: НУВГП, 2013. — Вып. 25. — С.166-179.

#### АННОТАЦИЯ

Выполнено уточнение норм времени с отделением цикла монтажа и демонтажа разборно-переставных опалубок разных фирм производителей с дальнейшим определением и сравнением технико-экономических показателей технологий с использованием разновидностей современных опалубок.

Ключевые слова: нормы времени, опалубка, технико-экономические показатели.

#### ANNOTATION

Specification of norms of time with office of a cycle of installation and dismantle folding переставных timberings of different firms of producers with further definition and comparison technical экономичских indicators of technologies with use of kinds of modern timberings is executed

Keywords: norms of time, timbering, technical and economic indicators.

УДК 624.012.464

А.Я. Барашков, д.т.н.,  
Я.О. Бова, КНУБА, Київ

## ПОВЗУЧІСТЬ БЕТОНУ В ПЛИТАХ ЗІ ЗМІШАНИМ АРМУВАННЯМ ТА ПРОПОЗИЦІЇ ЩОДО ЇХ РОЗРАХУНКУ

### АНОТАЦІЯ

Наведено експериментальні дані про повзучість бетону в двовісно обтиснутих плитах зі змішаним та повністю напруженим армуванням та виконано теоретичні порівняння згідно з європейськими нормами Eurocode 2.

Ключові слова: армування, бетон, двовісне змішане напруження, повзучість, Eurocode 2.

**Вступ.** При розрахунку конструкції з попереднім напруженням основну частину втрат займає повзучість бетону. У двовісно напружених плитах зі змішаним армуванням це може впливати на перерозподіл внутрішніх зусиль, тому є необхідність більш точного врахування даного фактора. З огляду на прийняття нових будівельних норм із залізобетонних конструкцій, які в свою чергу базуються на європейських нормах, постало питання в перевірці теоретичної методики з отриманими експериментальними даними.

**Огляд останніх джерел досліджень і публікацій.** Під час аналізу останніх літературних джерел [1,2,3] була виявлена недостатність вивчення проблеми впливу повзучості бетону на втрати попереднього напруження у плоских плитах зі змішаним армуванням.

**Виділення невирішених раніше частин загальної проблеми.** При використанні змішаного армування в плитах з двовісним напруженням особливе значення має вплив усадки та повзучості бетону на напружено-деформований стан залізобетонного елемента. Річ у тім, що в плитах зі змішаним армуванням при передачі зусилля натягу на напружену арматуру зменшується ступінь обтиску бетону, а це в свою чергу перешкоджає появі деформації повзучості за рахунок наявності ненапруженої арматури (рис. 1.).

**Постановка завдання.** Для вирішення поставленої задачі виготовили 3 серії дослідних зразків для виявлення впливу змішаного армування на втрати попереднього напруження у двовісно об-

тиснених плитах розміром 800x800x75 мм (рис.1). Кожну серію розділили за видом армуванням та класом арматури: серія П-1 – зі звичайним армуванням (ненапружена арматура А500С), серія П-2 – зі змішаним армуванням (ненапружена класу А500С та напружена А800С (рис.2)) та серія П-3 – з повністю попередньо напруженою арматурою (клас арматури А800С).

Через 5-6 днів після бетонування на верхній відкритій поверхні зразків були наклеєні алюмінієві марки, які розміщалися в кутах квадрата зі стороною 200 мм (рис. 3). Передача попереднього напруження на бетон у плитах серії П-2 та П-3 проводили на 16 добу після бетонування поступовим ослабленням фіксуючих гайок. Середня призмочна міцність бетону на цей час дорівнювала  $f_{cd} = 18,2$  МПа.

У момент передачі зусилля були виміряні пружно миттєві деформації бетону, викликані випадковими ексцентриситетами в розташуванні арматур. Далі відрізали кінці арматурних стержнів за допомогою "болгарки", після чого були наклеєні

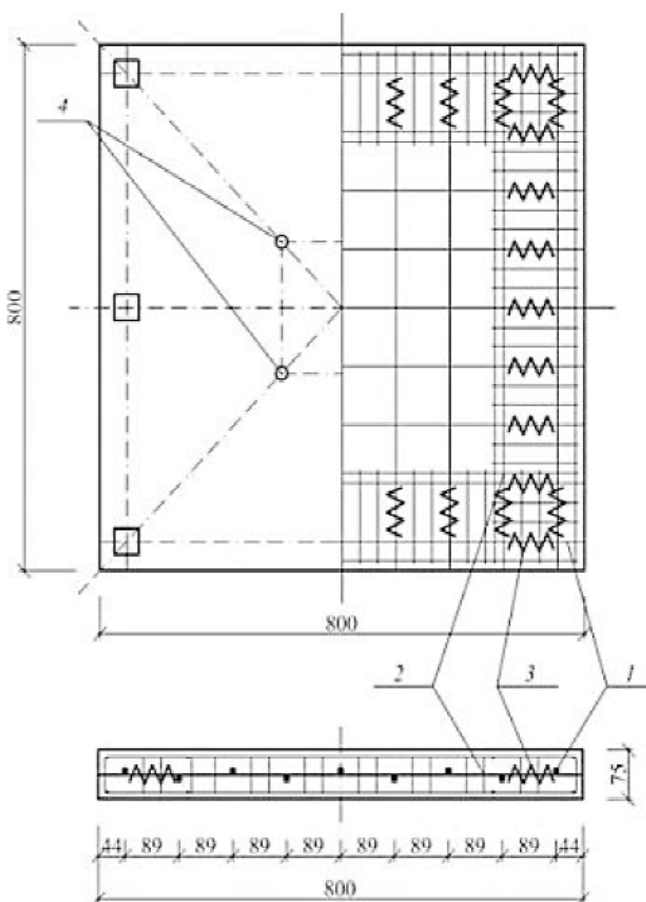


Рис. 1. Армування випробувальних плит-зразків: 1 – арматурні стержні; 2 – "П" – подібні арматурні сітки; 3 – спіралі; 4 – круглі марки.

Таблиця 1. Об'єм та характеристики плит-зразків

№ серії та шифр зразка	Розміри плит-зразків, мм			Коефіцієнт змішаного армування $K_y$	Клас напруженої арматури	Клас ненапруженої арматури	Кількість зразків, шт.
	h	l	b				
П-1 (звич.арм.)	75	800	800	0	-	A500C	4
П-2 (зміш.арм.)	75	800	800	0,65	A800C	A500C	4
П-3 (попер.напр.арм.)	75	800	800	1	A800C	-	4

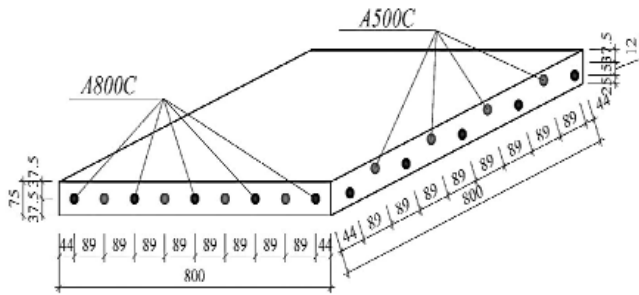


Рис. 2. Схема розміщення арматури вздовж двох осей у плитах серії П-2

марки-реперні з іншої сторони зразків, а самі зразки розміщені на стелажах (рис. 3). Одночасно з вимірюванням деформацій повзучості попередньо напружених плит вимірювали усадочні деформації в ненапружених залізобетонних зразках. Для врахування впливу зовнішніх факторів на усадку та повзучість бетону у приміщенні були встановлені прилади для вимірювання вологості та температури повітря

### Основний матеріал і результати

У результаті вимірювань отримали сумарні пружно-миттєві деформації і деформації повзучості зразків-плит серії П-2 та П-3, а також усадочні деформації зразків-плит серії П-1. Найбільше відхилення деформації зразків-плит складає близько 14 %. Збільшення деформації повзучості спостерігали у перші 10...12 днів після передачі у напружень. Різкі коливання на графіках повзучості бетону в зразках-плитах свідчать про вплив зовнішніх факторів, таких як температура та вологість у приміщенні

Найбільші деформації повзучості бетону отримані у плитах серії П-3. За рахунок використання двовісного обтиску в зразках виникають напруження стиску в напрямку осі Y.

Для порівняння отриманих експериментальних даних розрахунок виконали згідно з Eurocode 2. Згідно з нормативним документом, якщо у результаті попереднього напруження арматури напру-



а



б

Рис. 3. Розміщення випробувальних плит на стелажах (а) і вимірювання деформацій усадки та повзучості компаратором (б)

ження стиску бетону у віці  $t_0$  перевищують величину  $0,45f_{ck}(t_0)$ , повзучість треба розглядати як нелінійну і визначати за формулою

$$\varepsilon_{cc}(t_0, \infty) = \varphi_k(t_0, \infty) \cdot \left( \frac{\sigma_c}{E_c} \right), \quad (1)$$

В даному випадку з огляду на використання змішаного армування в двовісно напружених плитах вираз (1) необхідно переписати з врахуванням двох напрямків:

– вздовж осі X

$$\varepsilon_{cc,x}(t_0, \infty) = \varphi_{k,x}(t_0, \infty) \cdot \left( \frac{\sigma_{c,x}}{E_c} \right), \quad (2)$$

– вздовж осі Y

$$\varepsilon_{cc,y}(t_0, \infty) = \varphi_{k,y}(t_0, \infty) \cdot \left( \frac{\sigma_{c,y}}{E_c} \right), \quad (3)$$

Тоді граничний коефіцієнт нелінійної повзучості  $\varphi_k$  визначають за співвідношеннями:

– вздовж осі X

$$\varphi_{k,x}(t_0, \infty) = \varphi(t, t_0) \cdot \exp\left[1,5 \cdot \left(k_{\sigma,x} - 0,45\right)\right], \quad (4)$$

– вздовж осі Y

$$\varphi_{k,y}(t_0, \infty) = \varphi(t, t_0) \cdot \exp\left[1,5 \cdot \left(k_{\sigma,y} - 0,45\right)\right], \quad (5)$$

де  $\varphi(t, t_0)$  – поточний коефіцієнт повзучості у час  $t$  зразка, завантаженого у час  $t_0$ ;

$k_{\sigma,x}, k_{\sigma,y}$  – співвідношення "напруження-міцність" відповідно до осей X та Y, що дорівнює:

$$k_{\sigma,x} = \frac{\sigma_{c,x}}{f_{cm}(t_0)}, \quad (6)$$

$$k_{\sigma,y} = \frac{\sigma_{c,y}}{f_{cm}(t_0)}; \quad (7)$$

$\sigma_{c,x}, \sigma_{c,y}$  – напруження стиску бетону відповідно до осей X та Y, і визначають:

$$\sigma_{c,x} = \frac{N_{Ed,x}}{A_{c,x}} \eta_x, \quad (8)$$

$$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{c,y}} \eta_y; \quad (9)$$

де  $N_{Ed,x}, N_{Ed,y}$  – поздовжні зусилля від поперечного напруження в напрямку осей X і Y відповідно;  $A_{c,x}, A_{c,y}$  – площа бетону відповідно до зусилля від поперечного обтиску в напрямку осей X і Y відповідно;

$\eta_x, \eta_y$  – коефіцієнти, що враховують вплив рівня обтискувальних напружень з урахуванням змішаного армування та розміщення арматури в перерізі у часі  $t$ , і дорівнює

$$\eta_x = \eta_y = k_p \mu_{x(y)}^{-\lambda t}, \quad (10)$$

де  $k_p$  – коефіцієнт змішаного армування;  $\mu_{x(y)}$  – коефіцієнт, що враховує вплив розташованої арматури в перерізі на рівень бічного обтиску  $\lambda=0,015$ . Для зручності дані внесені до табл. 2.

Усі інші параметри прийняті згідно з Eurocode 2 [4]

Для зіставлення результати порівняння експериментальних та теоретичних значень повзучості бетону наведені на графіках (рис.4 та 5). Розбіжність між теоретичними та практичними значення на перевищувала 15%.

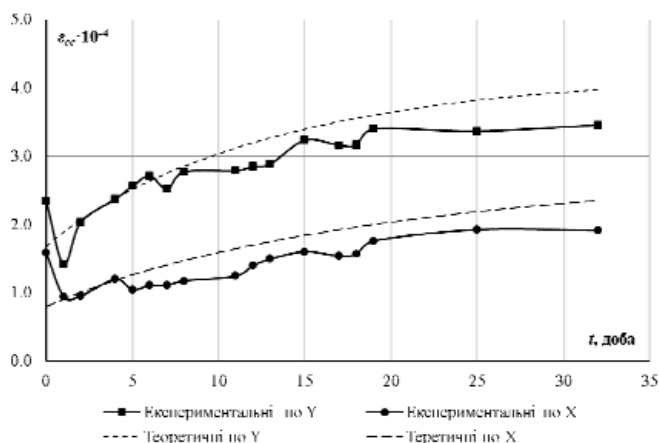


Рис. 4. Усереднені графіки відносних пружно-миттєвих деформацій, деформації повзучості плит серії П-2 та порівняння з теоретичними даними

Таблиця 2. Коефіцієнт впливу змішаного армування на зусилля попереднього обтиску бетону

Шифр зразка-плити	Коефіцієнт змішаного армування	Коефіцієнт впливу змішаного армування відносно осей	
		X	Y
П-2	0,65	1,75	1,95
П-3	1,0		

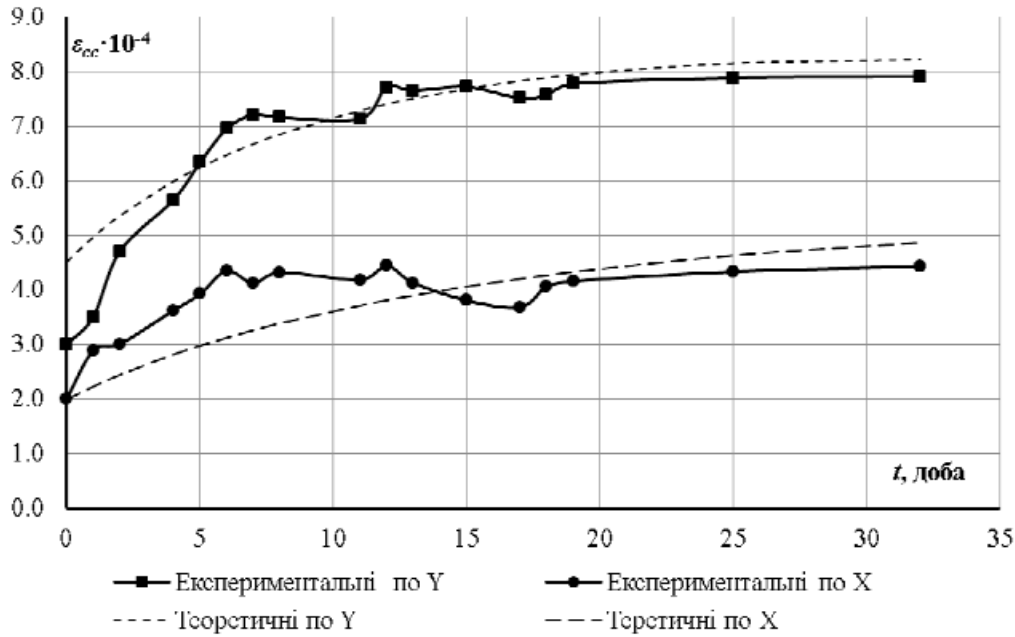


Рис. 5. Усереднені графіки відносних пружно-миттєвих деформацій, деформації повзучості плит серії П-3 та порівняння з теоретичними даними

**Висновки.** Методика випробувань напружено-деформованого стану плит із різним коефіцієнтом змішаного армування дала можливість визначати усадку та повзучість бетону внаслідок двовісного обтиску. Дослідження проведені в області лінійної і нелінійної повзучості бетону. Експериментально встановлено, що деформації повзучості в плитах зі змішаним армуванням залежать не тільки від рівня бічного обтиску, а й від розміщення арматури вздовж осей та наявності ненапруженої арматури. Слід зазначити, що у плитах зі змішаним армуванням зі збільшенням рівня бічного обтиску зменшується величина втрат за рахунок наявності ненапруженої арматури. Спосіб визначення повзучості бетону, наведений у європейських нормах, дозволяє більш точно отримати дані, але потребує уточнень з огляду на використання змішаного армування.

#### ЛІТЕРАТУРА

1. Журавський О.Д. Напряженно – деформированное состояние железобетонных плит при двухосном предварительном обжатии // Автореферат. К. – 1988. – С. 25.
2. Байрамуков С.Х. Потери предварительного напряжения в элементах со смешанным армированием от усадки и ползучести бетона // Бетон и железобетон. – 2000. – №5 – С.11–14.

3. Арсланбеков М.М. Исследование прочности, трещиностойкости и жесткости железобетонных изгибаемых элементов со смешанным армированием // Дисс...канд. техн. наук. М. – 1983 – С.166.

4. Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Roles for Buildings, BS EN 1992-1-1. – 2004. – British Standard, CEN.

#### АННОТАЦИЯ

Приведены экспериментальные данные ползучести бетона в двухосно обжатых плитах с напряженным и смешанным армированием и выполнено теоретическое сравнение согласно европейским нормам Eurocode 2.

Ключевые слова: армирование, бетон, двухосное смешанное напряжение, ползучесть, Eurocode 2.

#### ANNOTATION

There are presented the experimental results of concrete shrinkage and creep in slabs with different mixed reinforcement coefficients and are completed the theoretical comparison according to European standards Eurocode 2.

Keywords: reinforcement, concrete, biaxial, mixed, coefficient, stress, shrinkage, creep, Eurocode 2.

УДК 624.012.45

Т.Н. Азізов, д.т.н.; Н.Р. Вільданова,  
ОДАБА, Одеса**ТЕОРЕТИЧНЕ І ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ  
ДОСЛІДЖЕННЯ ДІАГРАМИ ЗСУВУ БЕТОНУ**

## АНОТАЦІЯ

Аналіз порівняння залежності  $\tau$ – $\gamma$ , вперше отриманої для низхідної гілки у ході експериментальних досліджень при чистому крученні елемента кільцевого перерізу, з теоретичною діаграмою зсуву бетону, свідчить як про якість і точність теоретичної методики, так і про надійність розробленої установки, чистоту експерименту і достовірність отриманих даних.

Ключові слова: крутильна жорсткість, деформації пластичності, діаграма зсуву бетону, низхідна гілка діаграми зсуву, чисте кручення.

**1. ВСТУП**

Актуальність роботи зумовлена практичним інтересом, який викликає сьогодні дослідження НДС ЗБЕ за дії кручення, оскільки елементи конструкцій змушені опиратися не лише стиску-розтягу, але і крученню (наприклад, при будь-якому несиметричному завантаженні елементів просторових конструкцій прольотних будов мостів, перекресно-ребристих систем тощо), внаслідок чого робота ЗБЕ зазнає значного впливу від зміни крутильної жорсткості. І якщо деформації пластичності, а відтак і діаграма стиску-розтягу інтенсивно досліджуються сучасними науковцями, то залежність деформацій зсуву від дотичних напружень, що розвиваються у перерізах елементів від дії зовнішнього крутильного моменту, залишається недослідженою. Автор [1] зі своїми учнями розробив методику розрахунку залізобетонних елементів різних перерізів з тріщинами при впливі згину і кручення, але безпосередній вплив зміни модуля зсуву бетону з урахуванням деформацій пластичності на крутильну жорсткість конструкцій до даного моменту не досліджено.

Окрім того, теоретичні вишукування з дослідження залежності  $\tau$ – $\gamma$  за чистого кручення експериментально ще не були підтверджені. У даній роботі оприлюднюються результати експерименту, в якому були отримані параметричні точки повної діаграми зсуву бетону; експерименталь-

но отримана залежність порівнюється з розрахованою теоретично. Проведені експериментальні дослідження є дуже важливим кроком на шляху дослідження модуля зсуву на різних етапах навантаження конструкції і впровадження результатів у практику.

**2. ВИКЛАД ОСНОВНИХ МАТЕРІАЛІВ  
ДОСЛІДЖЕННЯ**

Вирішення задачі дослідження діаграми зсуву бетону у теорії запропоновано О.Ф.Яременком [3] і базуються на теорії деформацій пружнопластичності, за якою інтенсивність напружень пов'язана з інтенсивністю деформацій однією і тією ж залежністю для всіх видів напружених станів. За теоретичною методикою дотичні напруження  $\tau$  пов'язані з кутовими деформаціями  $\gamma$  залежністю

$$\tau_c = G_c \gamma_c = \frac{E_c^0 \vartheta_c}{2(1 + \mu_c)} \gamma_c, \quad (1)$$

де  $\tau_c$  – дотичні напруження, що розвиваються під впливом навантаження крутильним моментом;  $\gamma_c$  – кутові деформації;  $G_c$  – модуль пружності бетону другого роду;  $E_c^0$  – початковий модуль пружності бетону;  $\vartheta_c$  – коефіцієнт зміни січного модуля пружності при зсуві, визначається за [3];  $\mu_c$  – коефіцієнт Пуассона для бетону.

При дослідженні залежності кутових деформацій від внутрішніх дотичних напружень можна проаналізувати діаграму зсуву бетону одного класу при різних значеннях модуля деформацій. Наприклад, на рис.1 наведено розрахунок залежності кутів повороту від дотичних напружень для важкого і дрібнозернистого бетону класу В20 за СНиП, або С16/20 за ДБН (модуль пружності дрібнозернистого бетону на 20% нижчий за модуль пружності важкого бетону).

Граничне дотичне напруження прийнято рівним міцності бетону при зсуві:

$$\bar{\tau}_c = f_{c,sh} = 0.7 \sqrt{f_{ck} f_{ctk}}. \quad (2)$$

Модуль деформацій бетону  $E_c^0$  для важкого бетону складає 2700 кН/см<sup>2</sup>, для дрібнозернистого – 2200 кН/см<sup>2</sup>, відтак графіки наочно показують, що чим вище модуль деформації, тим менше деформується матеріал внаслідок розвитку внутрішніх напружень.

**Експериментальних досліджень** залежності деформацій бетону від напружень до цього часу проведено не було, тому результати вирішення цієї

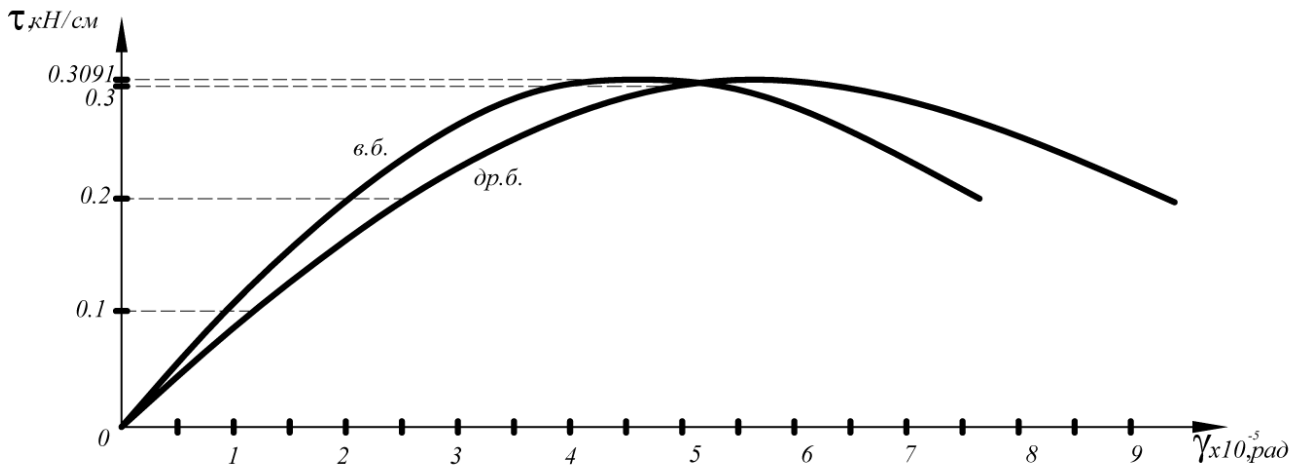


Рис.1. Теоретична діаграма зсуву важкого і дрібнозернистого бетонів В20

задачі є актуальними і цінними. Сутність процедури отримання повної діаграми зсуву і стиску бетону єдина. Складність полягає в експериментальному визначенні параметричних точок низхідної гілки діаграми після проходження пікової точки напружень через необхідність використання спеціального обладнання внаслідок раптового руйнування зразка і неможливості дослідження низхідної гілки (для проведення випробувань необхідні додаткові пристрої). Якщо форму кривої на висхідній гілці діаграми нескладно отримати завдяки стандартним випробуванням, то після досягнення бетоном границі короточасної міцності необхідне використання спеціального обладнання через раптове руйнування зразка і неможливість визначення низхідної гілки. Причина у тому, що традиційні преси при випробуваннях за умови рівномірного прирощення навантаження при досягненні пікової точки діаграми деформування, що відповідає границі короточасної міцності, накопичують значну потенційну енергію деформації, яка миттєво реалізується в енергію удару. Тому для зменшення взаємодії "випробувальна машина — дослідний зразок" використовують, наприклад, сталеві циліндри і колони, що навантажуються паралельно зі зразками, і які після досягнення границі короточасної міцності сприймають на себе ударне навантаження.

Авторами [2] була розроблена значно простіша і більш раціональна методика отримання параметричних точок бетону при крученні. Суть її полягає у використанні траверси, що сприймає навантаження, для контрольованої передачі зусиль на бетонний зразок. На рис.2 наведена схема, за якою

було сконструйовано установку для отримання повної діаграми бетону за чистого кручення.

Переваги даного способу отримання параметричних точок діаграми зсуву бетону забезпечені завдяки сумісній деформації зразка з траверсою від самого початку завантаження до його повного руйнування і відсутності необхідності втручання у процес випробування, що дозволяє отримати чіткі значення точок діаграм  $M_{t-\varphi}$  і, відповідно,  $\tau-\gamma$ , уникаючи похибок системи "експериментатор — дослідний зразок". Також слід зазначити, що конструювати установку можна з використанням двох пе-

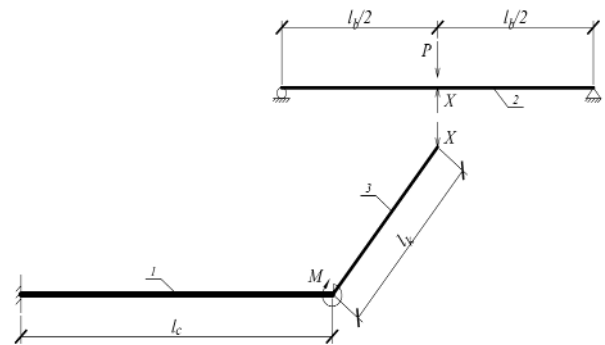


Рис. 2. Схема зусиль у статично невизначеній системі "траверса-зразок, який випробовується на кручення":  
 1 — бетонний зразок (циліндр-вісімка);  
 2 — траверса, за допомогою якої контролюється зусилля на циліндр;  
 3 — важіль для створення необхідного крутильного моменту на "вісімку";  
 $P$  — сила, прикладена до траверси;  
 $X$  — сила, що передається на бетонний циліндр через важіль 3;  
 $M$  — крутильний момент, який сприймає досліджуваний зразок.

рехресних траверс з металу, пластика тощо, задля зручності і забезпечення підбору характеристик її елементів за будь-яких співвідношень їх деформативності і міцності.

Для порівняння теоретичних досліджень з експериментом за вищезазначеною методикою була розрахована залежність кута зсуву від дотичних напружень. Основні фізико-механічні характеристики бетону за результатами експерименту  $f_{ck}=15.3236\text{МПа}$ ,  $f_{ctk}=1.3328\text{МПа}$ ,  $E_{ck}=2275.961\text{МПа}$  відповідають класу бетону С16/20, що за ДБН  $f_{ck}=15\text{МПа}$ ,  $f_{ctk}=1.3\text{МПа}$ , а модуль пружності  $E_{ck}=2200\text{МПа}$  – прийнято за детальними рекомендаціями СНиП внаслідок великої вибірки для дрібнозернистого бетону (оскільки досліджувані зразки були виготовлені з бетону без додавання крупного заповнювача).

Отримані результати можна звести у графіки  $M_{t-\varphi}$  і  $\tau-\gamma$ . Досліджуємо діаграму  $\tau-\gamma$ , оскільки вона характеризує не лише стан поточних міцнісно-деформативних характеристик бетону і геометрії зразка, а має фундаментальний характер і є істотно важливою при визначенні і дослідженні НДС бетонних конструкцій. На рис. 3 порівнюється залежність  $\tau-\gamma$ , розрахована теоретично з використанням нормативних фізико-механічних характеристик, з отриманою у ході зазначеного експерименту, і середні значення експериментально отриманих параметричних точок.

Аналіз діаграми дозволяє зробити висновок про те, що дотичні напруження на низхідній гілці

зменшуються на 9%, кут зсуву збільшується на 26% порівняно з максимальною точкою на діаграмі. Це свідчить про те, що використовувати теоретичні дані [3] слід доволі обережно, оскільки низхідна гілка діаграми зсуву достатньо коротка, і слід значно обмежувати довжину низхідної гілки діаграми. Швидше за все, це є наслідком того, що ми маємо справу з розтягом (за головними площадками), подібно тому, як повна діаграма стиску (розтягу) бетону також має достатньо довгу низхідну частину у стиснутій зоні, і коротку – в розтягнутій.

Ступінь відповідності, отриманий числовою інтерполяцією для значень дотичних напружень  $\tau$  кривих, побудованих за теоретичними і експериментальними даними, дозволяє визначити **кореляційне відношення  $\eta$** . Величина кореляційного відношення  $\eta = 0,984$  свідчить про високий ступінь імовірності наближення значення  $\gamma$ , апроксимованого за експериментальними даними, і теоретичного значення, визначеного за методикою [3], а також про достатній ступінь точності як розробленої теоретичної методики розрахунку повної діаграми зсуву бетону, так і дієвість експериментальної установки, запропонованої авторами даної статті.

### ВИСНОВКИ І ПЕРСПЕКТИВИ ДОСЛІДЖЕНЬ

1. Безпосередній вплив зміни модуля зсуву бетону з урахуванням деформацій пластичності на крутильну жорсткість конструкцій зсуву на різних

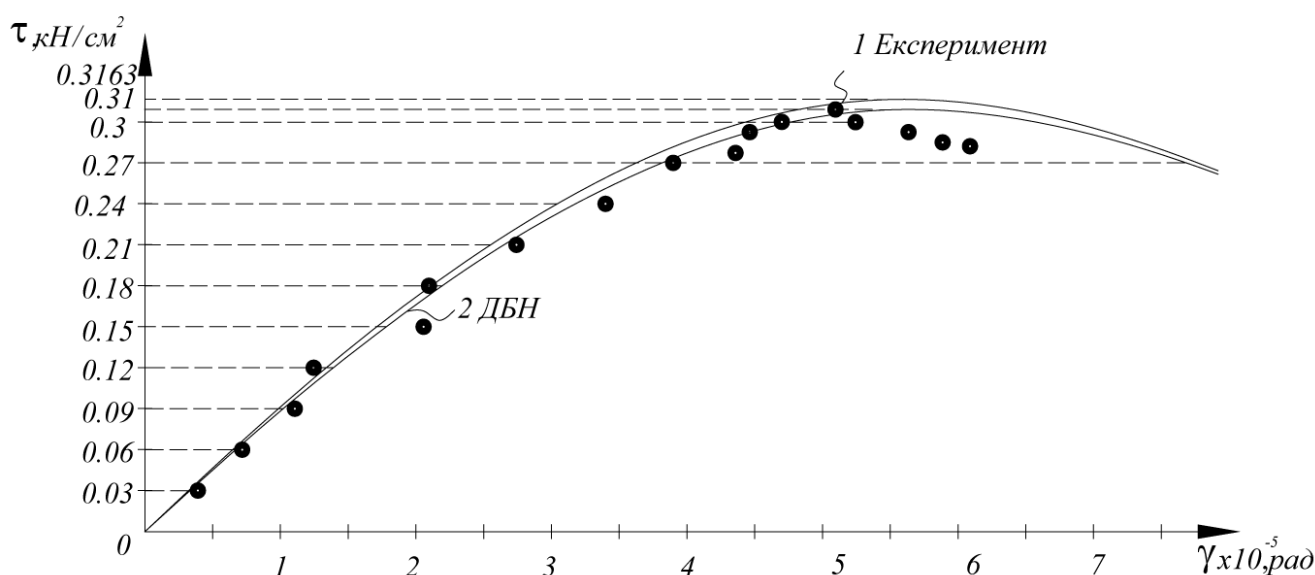


Рис. 3. Порівняння теоретичної діаграми кручення бетону з експериментальною



етапах її роботи має місце, проте не враховується сучасними розрахунковими методиками і програмними комплексами, чим і обґрунтовується важливість проведених досліджень.

2. Запропонований спосіб експериментального отримання діаграми зсуву бетону відрізняється надійністю визначення параметричних точок діаграми, відсутністю необхідності конструювання складних установок і ризику впливу суб'єктивного фактора експериментатора.

3. В результаті експериментального дослідження бетонних стрижнів кільцевого перерізу за отриманими в лабораторних умовах параметричними точками побудовано діаграму зсуву бетону.

4. Ступінь відповідності нелінійного зв'язку експериментальної діаграми з теоретично встановленою залежністю визначається кореляційним відношенням. Встановлений кореляційний зв'язок свідчить як про чистоту і коректність експерименту, так і про достовірність і обґрунтовану методику теоретичної діаграми.

#### ЛІТЕРАТУРА

1. Азизов Т.Н. *Теория пространственной работы перекрытий*. — Киев: Науковий світ, 2001. - 276 с.
2. Азизов Т.Н., Вильданова Н.Р. *Экспериментальное определение нелинейной диаграммы сдвига бетона // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип. 46 — Одеса: ОДАБА, 2012. — С.*
3. Яременко О.Ф. *Несуча здатність та деформативність залізобетонних стержневих елементів*

*в складному напруженому стані / О.Ф.Яременко, Ю.О. Школа. — Одеса: ОДАБА, 2010. — 136с.*

#### АННОТАЦІЯ

Анализ сравнения зависимости  $\tau$ – $\gamma$ , впервые полученной для нисходящей ветви в ходе экспериментальных исследований при чистом кручении элемента кольцевого сечения, с теоретической диаграммой сдвига бетона, свидетельствует как о качестве и точности теоретической методики, так и о надежности разработанной установки, чистоте эксперимента и достоверности полученных данных.

Ключевые слова: крутильная жесткость, деформации пластичности, диаграмма сдвига бетона, нисходящая ветвь диаграммы сдвига, чистое кручение.

#### ANNOTATION

The descending branch of the shearing stress-strain diagram  $\tau$ – $\gamma$  has been obtained for the concrete in pure torsion under laboratory conditions first. Analysis of its comparison with the theoretical one testifies both to quality and exactness of the theoretical methodology and reliability of the worked out setting, experiment's cleanness and authenticity of the obtained data.

Keywords: torsional rigidity, plasticity deformations, the chart of shift of the concrete, a descending branch of the chart of shift, pure torsion.

## З М І С Т

	Стор.
<i>О.М. Галінський, Л.М. Грубська, В.О. Басанський.</i> ВПЛИВ РОЗРОБКИ ТРАНШЕЇ ДЛЯ ВЛАШТУВАННЯ "СТІНИ В ҐРУНТІ" НА ОТОЧУЮЧУ ЗАБУДОВУ .....	3
<i>П.Є. Григоровський, Н.П. Чуканова.</i> МЕТОДИКА ВИБОРУ ЕФЕКТИВНИХ МЕТОДІВ МОНИТОРИНГУ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬ В ПРОЦЕСІ ЇХ ЕКСПЛУАТАЦІЇ .....	7
<i>О.М. Галінський, О.М. Чернухін, С.А. Марчук, В.М. Хоменко.</i> ОСОБЛИВОСТІ ТИМЧАСОВОЇ ОГороЖІ БУДІВЕЛЬНОГО КОТЛОВАНУ "ХОЛОДНОЇ ЗОНИ" НСК "ОЛІМПІЙСЬКИЙ" У КИЄВІ .....	17
<i>П.М. Кір'язєв, М.С. Барабаш, М.А. Ромашкіна.</i> СПОСІБ ЧИСЕЛЬНОГО МОДЕЛЮВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ ВИСОТНОЇ СПОРУДИ В НЕЛІНІЙНІЙ ПОСТАНОВЦІ .....	23
<i>О.І. Менайлюк, В.В. Таран.</i> ЗАСТОСУВАННЯ НОВОЇ НЕЗНИМНОЇ ОПАЛУБКИ ПРИ ЗВЕДЕННІ СТІН З МОНОЛІТНОГО ПІНОПОЛІСТИРОЛБЕТОНУ .....	28
<i>О.М. Галінський, О.М. Чернухін, С.А. Марчук.</i> ВЛАШТУВАННЯ СИСТЕМИ МОНИТОРИНГУ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ КОНТРОЛЬНИХ ПАЛЬ НА БУДІВНИЦТВІ КАФЕДРАЛЬНОГО СОБОРУ У КИЄВІ .....	34
<i>О.С. Молодід.</i> ЗАЛЕЖНІСТЬ ПОКАЗНИКІВ РЕСТАВРАЦІЙНОЇ ЦЕМ'ЯНКОВОЇ ШТУКАТУРКИ ВІД СПОСОБУ УЩІЛЬНЕННЯ ШТУКАТУРНОЇ СУМІШІ .....	41
<i>Д.О. Городецький, Є.Б. Стрелець-Стрелецький, Д.В. Медведенко, В.П. Максименко.</i> НОВІ АМОЖЛИВОСТІ СИСТЕМИ ҐРУНТ ДЛЯ ВИЗНАЧЕННЯ ЗОНИ ВПЛИВУ НОВОГО БУДІВНИЦТВА ІСНУЮЧУ ЗАБУДОВУ .....	45
<i>А.М. Чернухін, Л.В. Герасименко, О.А. Чернышенко, Б.Н. Шабалин.</i> ОЦЕНКА ЭФФЕКТИВНОСТИ УПЛОТНЕНИЯ КРУПНООБЛОМОЧНОГО ГРУНТА НА ОПЫТНЫХ УЧАСТКАХ .....	51
<i>О.О. Терентьев, О.Б. Полторац.</i> ІНФОРМАЦІЙНІ ТЕХНОЛОГІЇ ОЦІНКИ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ІЗ ЗАСТОСУВАННЯМ НЕЧІТКИХ МОДЕЛЕЙ .....	57
<i>А.В. Савйовский.</i> ИССЛЕДОВАНИЕ ОРГАНИЗАЦИОННО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ОСОБЕННОСТЕЙ МОДЕРНИЗАЦИИ ТЕПЛОИЗОЛЯЦИИ ПЛОСКИХ КРЫШ СУЩЕСТВУЮЩИХ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ .....	61
<i>В.О. Іваненко, А.К. Завойський.</i> УКРАЇНСЬКА СТІНА В БАГАТОПОВЕРХОВОМУ БУДІВНИЦТВІ .....	66
<i>В.Т. Шаленний, О.А. Катшук.</i> ЩОДО ДОЦІЛЬНОСТІ ТА МОЖЛИВОСТІ ВРАХУВАННЯ РІЗНОВИДУ ПОШИРЕНИХ РОЗБІРНО-ПЕРЕСТАВНИХ ОПАЛУБОК .....	77
<i>А.Я. Барашиков, Я.О. Бова.</i> ПОВЗУЧИСТЬ БЕТОНУ В ПЛИТАХ ЗІ ЗМІШАНИМ АРМУВАННЯМ ТА ПРОПОЗИЦІЇ ЩОДО ЇХ РОЗРАХУНКУ .....	82
<i>Т.Н. Азізов, Н.Р. Вільданова.</i> ТЕОРЕТИЧНЕ І ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ ДІАГРАМИ ЗСУВУ БЕТОНУ .....	86

ДП НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

Науково-технічний журнал

НОВІ ТЕХНОЛОГІЇ В БУДІВНИЦТВІ

Випуск № 25–26

Піписано до друку 12.12.2013. Формат 60x90 1/8. Папір офсетний. Друк офсетний.

Ум.-друк арк. ХХХ. Наклад 300 прим. Замовлення ХХХ. Ціна договірна

ДП Науково-дослідний інститут будівельного виробництва

03680, МСП, Київ, Червонозоряний пр., 51

Друкарня «Мастер книг». 03067, Київ, вул. Виборгзька, 81