

ВИЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРУ ДЕФОРМАЦІЙ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД ЗА НАПРЯМАМИ ТА ШИРИНОЮ ТРИЩИНОУТВОРЕНЬ

DETERMINING THE NATURE OF DEFORMATIONS OF BUILDINGS AND STRUCTURES BY DIRECTIONS AND WIDTH OF CRACKS

Гладишев Д.Г., к.т.н., доцент, ORCID: 0000-0003-3978-8600 (Національний університет “Львівська політехніка”, м. Львів), **Гладишев Г.М., к.т.н.**, ORCID: 0000-0002-2671-5579 (Науково-проектна фірма „Реконстрпроект”, м. Львів)

Hladyshev D.H., Ph.D., associate professor, ORCID: 0000-0003-3978-8600, (Lviv Polytechnic National University, Lviv), **Hladyshev H.M., Ph.D.**, ORCID: 0000-0002-2671-5579 (Research and project firm „Rekonstrproekt”, Lviv)

У роботі розглянуто підхід до аналізу впливу на технічний стан будівлі її довготривалу експлуатацію та втручання будівельних робіт нового будівництва на зміну рівноваги напружень та деформацій в основі під її фундаментами, які запроектовані без врахування умов щільної забудови.

When designing new buildings within the boundaries of dense buildings, it is necessary to exclude the possibility of deformation of the surrounding buildings and structures. The existing regulatory approaches assess the condition of the brickwork walls by examining the size of cracks in them only from compressive forces. Sedimentary cracks in the walls are limited to a significant opening width of up to 50 mm.

The task of the work is to propose an approach to the assessment of vertical sedimentary deformations of the building after its long-term operation based on the picture and the width of the opening of cracks on its facades. For this, the authors conducted a detailed survey of the existing building within the dense built-up area of Lviv, the facade wall of which is touched by an element of the new building with the arrangement of a separating pile wall. During the inspection, cracks and their width were recorded on the facade and interior walls. In the process of analyzing the results of the survey, an assessment of the bearing capacity of the foundations and the base sediments under them was made, and in the process of performing work on the installation of the separating pile wall of the new building. The obtained theoretical growth of vertical deformations was compared with the levels of the maximum, average and statistical values of projections on the vertical of the actual crack opening width, depending on the angles of their inclination to the horizon. The maximum value of foundation sediments is practically close to the theoretically

determined values of sediments.

The proposed approach to determining the deformations of the building through the center of the radial directions of the cracks and the projections of their opening width on the vertical at the angles of their radial directions makes it possible to substantiate the nature and magnitude of the sedimentary deformations of the building and can be used in other studies.

Ключові слова:

Обстеження, деформація, тріщина, щільна забудова, нове будівництво.
Inspection, deformation, crack, densely built-up urban, new construction.

Вступ. При проектуванні новобудов в межах щільної забудови необхідно виключати можливість виникнення деформації навколишніх будівель і споруд. Взаємодія окремих несучих конструкцій в існуючих будівлях повинна забезпечувати їх надійну роботу під час проведення біля неї нового будівництва. Тим більше, якщо будівля знаходиться в межах щільної забудови, визначення характеру впливу нового будівництва на її просторові деформації потребує нових підходів, варіанти яких не знайшли відображення у нормативній літературі.

Аналіз останніх досліджень. Дослідженням технічного стану існуючих будівель і споруд при їх обстеженні є предметом численних науковців та інженерів [1, 2, 3, 4, 5]. Вибір та застосування методів оцінки технічного стану остовів цегляних будівель старої забудови за їх просторовими деформаціями [6], якими можна об'єктивно оцінити їх надійність після довготривалої експлуатації і детального обстеження за методикою стандарту [7] та виконанням перевірних розрахунків, залежно від класу наслідків (відповідальності) об'єкта і типу розрахункової ситуації [8], як правило, потребує багато додаткової інформації. Для такого широкого аналізу необхідне застосування нових підходів, особливо до характеру тріщиноутворення на їх фасадних та інших стінах.

Існуючі нормативні підходи оцінюють стан цегляного муру стін за дослідженням розміру тріщин в них. Так, у існуючих нормативних документах [7], а також у проекті норм ДБН В.1.2-XX:201X „Експлуатаційна придатність будівель та споруд” розглядаються однакові підходи до оцінювання чотирьох категорій технічних станів кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд через натурні класифікаційні їх ознаки. В табл. В.3.1 стандарту [7] розглянута класифікація ознак виявлених дефектів та пошкоджень тільки від стискаючих зусиль (в цій таблиці, окрім цього наведені дефекти від деградації кладки від зовнішніх впливів та вогневого пошкодження).

Осадкові тріщини в стінах, навіть при третій категорії технічного стану – „не придатній для нормальної експлуатації”, обмежуються суттєвою шириною розкриття до 50 мм [7], в рекомендаціях [9] також обмежуються суттєвою

шириною 20-30 мм, але не визначений їх пріоритетний напрямок, наприклад, вертикальний, залежно від висоти будівлі.

Мета дослідження. Отримати результати детального обстеження будівлі, порівняти їх із результатами перевірних розрахунків, для оцінки передумов і результатів довготривалих просторових деформацій. Запропонувати підхід до визначення осадкових деформацій будівлі за картиною та шириною тріщин.

Задачею дослідження. Довести логіку підходу до оцінки вертикальних осадкових деформацій будівлі після її довготривалої експлуатації за картиною та шириною розкриття тріщин на її фасадах.

Результати досліджень. Автори провели детальне обстеження із виконанням обмірних креслень існуючої будівлі по вул. Братів Міхновських, 28 у м. Львові з метою визначення її технічного стану з урахуванням впливу на неї елемента нової забудови по вул. Вернигори, 17-19. Причиною для робіт з обстеження став процес улаштування роз'єднувальної пальової підпірної стінки для нової забудови, впритул до фасадної стіни існуючої будівлі (рис. 1), що викликало утворення на цій фасадній стіні системи тріщин.



Рис. 1. Вид на влаштовану роз'єднувальну пальову стінку вздовж фасадної стіни по осі „А” обстежуваної будівлі

Будівля що обстежувалась, розташована в зоні давно сформованої малоповерхової житлової щільної забудови [6, 10]. Вона вбудована між дворовим правим флігелем основної будівлі по вул. Братів Міхновських, 30 та торцевою стіною будівлі по вулиці Рене Декарта, 7.

При обстеженні конструкцій двоповерхової житлової будівлі з підвалом та горищем встановлено, що за характерними особливостями її конструктивних елементів: перекриття у підвалі склепінчасті цегляні, виконані по металевих балках, розташованих з кроком 1,5-2 м; дерев'яні несучі балки перекриттів; клинчасті перемички (без сталевих елементів), будівництво цієї будівлі можна віднести до 30-х років ХХ-го століття.

Стіни будівлі виконані з цеглин із суттєвим коливанням геометричних розмірів, наприклад: $l_1=310-293$ мм, $(l_{1midl}=301,5$ мм) $\times b_1=144-126$ мм, $(b_{1midl}=135$ мм) $\times h_{1midl}=65$ мм; $l_2=294-289$ мм, $(l_{2midl}=292$ мм) $\times b_2=148-146$ мм, $(b_{2midl}=147$ мм) $\times h_{2midl}=66$ мм; $l_3=298-300$ мм, $(l_{3midl}=299$ мм) $\times b_3=140-150$ мм, $(b_{3midl}=145$ мм) $\times h_{3midl}=61$ мм.

Значна кількість оглянутих цеглин в межах стін підвалу та горища мають

дефекти у вигляді усадочних тріщин, опуклостей та угнутостей їх граней, що суттєво знижує її міцність на осьовий розтяг та згин.

Розрахунковий опір муру стін при визначеній міцності цегли $f_b=10$ МПа та визначеній міцності вапняного розчину $f_m=0,5$ МПа, становить $f_d=0,917$ МПа, згідно норм [11]. Визначені із 95% забезпеченням питома вага: цегли стін $\gamma=19,40\text{кН/м}^3$; вапняно-піщаного розчину $\gamma=19,40\text{кН/м}^3$; відповідні коефіцієнтами надійності $\gamma_f=1,035$ і $\gamma_f=1,052$.

Товщини стін з тиньком відповідають розмірам: 320 мм, 470 мм, 480 мм, 640 мм та 770 мм в підвалі стіни без тиньку.

Будівля має розміри в осях: $L=23,26$ м, $B=10,50$ м (рис. 2), висота першого та другого поверхів $h=3,6$ м, підвального – $h_n=1,65$ м (рис. 3).

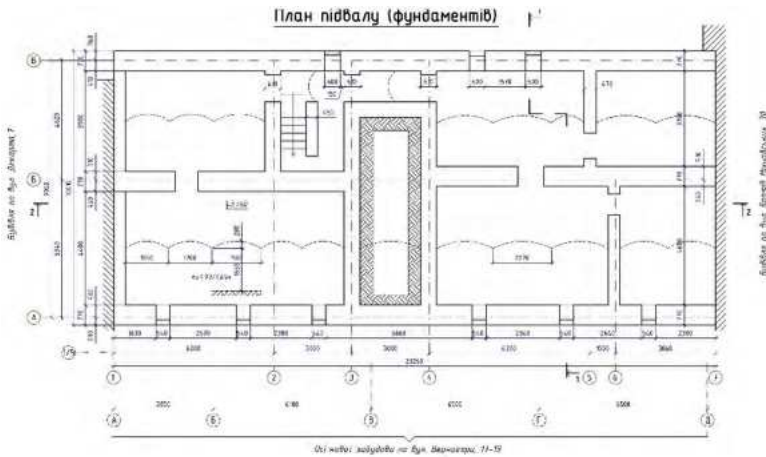


Рис. 2. Обмірне креслення плану підвалу

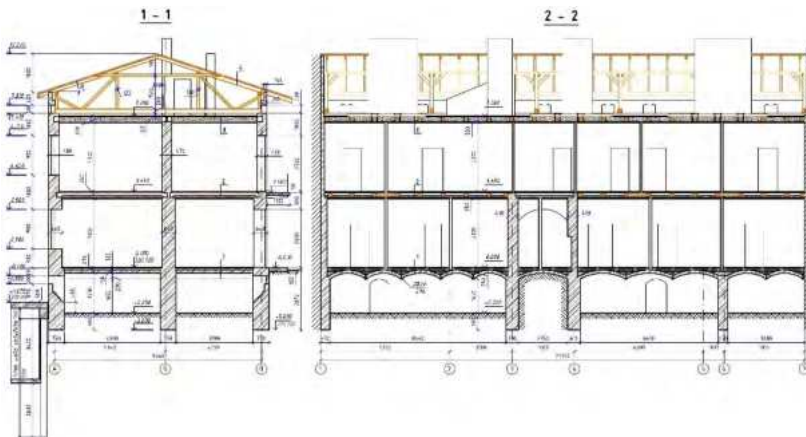


Рис. 3. Перерізи „1-1” та „2-2” (позначення перерізів див. на рис. 2)

Глибина залягання підшосов фундаментів будівлі від природної поверхні до початку нового будівництва $d=2,87$ м. Глибину підвалу по осях „А” та „В”, до виконання будівельних робіт, прийнята $d_b=2,07$ м з урахуванням реальних відміток з планування території навколо існуючої будівлі. Глибина закладання фундаментів по осях „А”, „Б”, „В”, від підлоги підвалу - $d_s=0,8$ м.

Ширина фундаментів під несучі та самонесучі стіни прийнята за шириною стін підвалу, по осях „А”, „Б”, „В” – 770 мм, по осях „3”, „4” – 610 мм, по осях „5”, „6” – 470 мм (рис. 6).

Основою фундаментів будівлі, згідно інженерно-геологічних вишукувань, є ґрунт ПГЕ-2 – пісок пилюватий, середньої щільності, малого ступеня водонасичення, з прошарками дрібного піску, неоднорідний, сірий, жовтувато-сірий, схильний до розвитку суфозійних процесів з такими основними параметрами: $\rho=1,9$ т/м³, $e=0,62$, $S_r=0,48$, $\gamma=19$ кН/м³, $E=22$ МПа, $\varphi=33^\circ$, $C=5$ кПа. Слід відмітити, що мінливі властивості ґрунту зворотних засипок під площею фундаментів в двох торцях обстеженої будівлі, біля осей „1” та „7”, в межах приєднання до раніше збудованих будівель, геологи не класифікують. За висновками інженерно-геологічних вишукувань насипні ґрунти зворотних засипок пазух фундаментів раніше збудованих будівель, відсіпані сухим методом, представлені супіщано-піщанистими ґрунтами із включеннями будівельного сміття до 10% від об'єму. Абсолютна відмітка підшосов фундаментів будівлі 317,720.

За аналізом результатів обстеження визначено, що:

- фундаменти в торцях будівлі, біля осей „1” та „7”, розташовані в межах ґрунтів зворотних засипок фундаментів попередньо збудованих будівель;
- існуюча будівля щільно торцями, без осадочних швів, дотикається по осі „1” до будівлі №30 по вулиці Братів Міхновських та по осі „7” до будівлі №7 по вулиці Рене Декарта;
- нерівномірні деформації та тріщини в стінах та перегородках будівлі розвивалися впродовж всієї її довготривалої експлуатації, тому сприяли:
 - відсутність армування стін у поздовжньому напрямку;
 - зменшена міцність на згин по відношенню до міцності на стиск;
 - слабкий вапняний розчин муру стін;
 - замочування поверхневими водами зворотних засипок та підвалів;
 - вплив витоків зі старого каналізаційного колектору в осях „3-4”;
 - недостатня просторова жорсткість цегляного каркасу будівлі;
 - першочергове (проектне) планування будівлі за виконаних фактичних перебудов в плануванні квартир, та віконних та дверних прорізів на фасадах та внутрішніх стінах суттєво відрізняється від рішень зафіксованих на час обстеження (з 02.05.2024 р.);

Нахилені тріщини, які утворилися за багаторічну експлуатацію будівлі у стіні по осі „А”, були закриті після 2012 року балансоутримувачем будівлі, шляхом одностороннього ремонту всієї фасадної стіни.

Ремонт фасадної стіни по осі „В” і внутрішніх стін не виконувався.

Проаналізували дані інженерно-геологічних досліджень для нового будівництва. Зауважили, що абсолютні відмітки жерл свердловин Св. 6 – 320,300, Св. 7 – 320,500 зі сторони фасаду по осі „А” знаходяться вище низу перемичок підвальних вікон існуючої будівлі. При довготривалій експлуатації споруди не було забезпечене організоване поверхнєве водовідведення.

В ході обстеження на фасадних та внутрішніх стінах фіксували картини та ширину тріщин, на різних рівнях фасадів заміряли їх відносні деформації, нахили підлог і стель у приміщеннях, балок на горищі за напрямками цифрових осей будівлі та інші дефекти за місцем їх розташування.

При проектуванні новобудови в межах ущільненої забудови була передбачена можливість виключення виникнення надмірних деформації навколишніх будівель [10]. Для зменшення негативного впливу деформацій від процесу зведення роз'єднувальної стінки були передбачені поетапні проектні заходи для зниження впливу цих деформацій.

Тимчасове горизонтальне кріплення роз'єднувальної стіни виконували за [12], тимчасовими розпіркам від ростверку, який об'єднував буроін'єкційні палі роз'єднувальної стінки (рис. 1), перед улаштуванням підземної частини паркінгу. Після улаштування залізобетонного перекриття над паркінгом новобудови, воно надійно сприйняло постійну горизонтальну складову від ростверку, виконаного по палях підпірної стінки (рис. 3).

При улаштуванні котловану в умовах ущільненої забудови [10, 13], слід було швидше заповнювати проміжки між буроін'єкційними палями роз'єднувальної стінки для запобігання впливу виносу ґрунту з основи з під фундаменту стіну по осі „А” і для запобігання зниження несучої здатності та деформації основ під цим фундаментом.

Для аналізу деформацій обстеженої будівлі слід використати п. 8.8.5 норм [13]. За цим пунктом граничні значення деформацій основ і фундаментів будівель в зоні впливу нового будівництва суттєво обмежені. Їх допускається приймати згідно додатку Б норм [13].

Граничні значення деформацій основ і фундаментів будівель при новому будівництві згідно норм [13] становлять: $(\Delta s/L)_u=0,002$, $i_u=0,005$, $s_u=12$ см.

Для обстеженої будівлі з несучими стінами із цегляної кладки без армування, яка має третю категорію технічного стану за шириною розкриття осадових тріщини в стінах згідно табл. В.3.1 стандарту [7], додаткові граничні деформації основ обмежуються значеннями відносної різниці осідань $(\Delta s/L)_u \leq 0,0007$ та максимальним додатковим осіданням $s_{max.u} \leq 7$ мм.

Практично і теоретично важко визначити, на скільки змінилися за 90 років з часу будівництва обстеженої будівлі фізико-механічні характеристики ґрунту під фундаментами в межах її площі. Тому, на час обстеження існуючої будівлі, для аналізу деформацій основ і розрахункових напружень під її фундаментами використали для перевірих розрахунків інженерно-геологічні дані для ґрунту ІГЕ-2.

Отримані дані з обстеження використали для збору навантажень для розрахунку за нормами [14] з визначення несучої здатності паль роз'єднувальної пальової підпірної стінки на вертикальні навантаження, що діють від стіни по осі „А”. Це було необхідно для перевірки можливості розробки рекомендацій щодо включення в роботу роз'єднувальної пальової підпірної стінки для зменшення деформацій стіни по осі „А”.

Виконали збір навантажень від погонного метра стіни та фундамент по осі „А” на довжину 1 м роз'єднувальної пальової підпірної стінки, для перевірки можливості несучої здатності її паль. Це дало можливість порівняти погонне граничне навантаження від стіни по осі „А” $(G_I+V_I)=167,19$ кН/м з несучою здатністю паль, розташованих з кроком 1,1 м на можливість додаткового довантаження паль стіною по осі „А”:

Розрахункова несуча здатність палі роз'єднувальної стінки по ґрунту $F_{d1}=169,15$ кН визначена за нормами [14].

Розрахункова несуча здатність 1 пог. м роз'єднувальної пальової стінки та без довантажень вагою палі, ростверком, залізобетонною плитою паркінгу та корисним навантаженням 15 кН/м², визначили за умовою 8.5.2.2 норм [14]: $N/1,1 = F_d/1,4/1,1$ м=169,15/1,4/1,1 м= 109,34 кН/м;

Розрахункове навантаження на 1 м.пог. стінки від нового будівництва складає $G=57,56$ кН/м.

Допустиме додаткове ΔG навантаження на стіну складає $\Delta G=109,34-57,56=51,78$ кН/м, яке у $167,19/51,78=3,23$ рази нижче розрахункового навантаження від стіни по осі „А”. Конструкцію палевої роз'єднувальної стінки не можливо використати у якості елемента підсилення на дію на неї додаткових навантажень від стіни будівлі по осі „А”.

Спираючись на отриману інформацію та результати обмірів під час обстеження конструктивних елементів будівлі, виконали оцінку несучої здатності фундаментів та осадок основи під ними до, та у процесі виконання робіт з улаштування роз'єднувальної пальової стінки. Результати перевірих розрахунків по етапах виконання пальової стінки подані у таблиці 1.

Результати розрахунків, до початку виконання будівельних робіт біля фасаду по осі „А”, показали:

- нерівномірні значення напружень і осідань основ під ділянками плану фундаментів у двох напрямках та відповідні до них деформації;

- фундаменти, в межах осей сходової клітини в осях „2-3” та в осях „3-4” колишнього кризного проїзду, за умови менших значень напружень та осадок проявилася як проміжні опори;

- напруження під фундаментами будівлі та осадки в ІГЕ-2 були:

- по осі „Б” $p_{\sigma}=257,4$ кПа з відповідною осадкою $s_{\sigma}=9,7$ мм;

- по осях „А” і „В” були практично однаковими $p_A=192,7$ кПа та $p_B=193$ кПа і відповідні до них осадки $s_A=6$ мм і $s_B=5,9$ мм;

- по осях „2”, „3”, „4” в осях „Б-В” були меншими $p_2=p_3=p_4=150$ кПа, $s=2,9$ мм;

- по осі „3”, „4” в осях „А-Б” були ще меншими $p_3=p_4=111,4$ кПа, осадки $s=1,4$ мм.

Таблиця 1

Напружений стан фундаментів будівлі від зміни глибини їх залягання, залежно від етапів виконання будівельних робіт нового будівництва

| Етап | № | Осі та ширина | Глибини d , (d_b), м | Напруження P , кПа | Опір ґрунту R , кПа | R/P | Осадка s , мм | Стиснута зона, H , м |
|------------------------------|---|--|----------------------------|----------------------|-----------------------|-------|-----------------|------------------------|
| До початку будівельних робіт | 1 | по осі „А”, $b=0,77$ м | 2,87 ($d_b=2,07$) | 192,7 | 479,0 | 2,5 | 6,0 | 6,87 |
| | 2 | по осі „Б”, $b=0,77$ м | 2,87 ($d_b=2,07$) | 257,4 | 479,0 | 1,9 | 9,7 | 7,27 |
| | 3 | по осі „В”, $b=0,77$ м | 2,87 ($d_b=2,07$) | 193,0 | 479,0 | 2,5 | 5,9 | 6,87 |
| | 4 | по осях: „2”, „3”, „4”, між осями „Б-В”, $b=0,61$ м | 2,87 ($d_b=2,07$) | 150,0 | 473,0 | 3,2 | 2,9 | 5,27 |
| | 5 | по осях „3”, „4”, між осями „А-Б”, $b=0,61$ м | 2,87 ($d_b=2,07$) | 111,4 | 473,0 | 4,2 | 1,4 | 4,87 |
| В процесі будівельних робіт | 1 | по осі „А”, $b=0,77$ м, зрізка ґрунту на 2,15 м | 0,53 ($d_b=0$) | 192,7 | 160,5 | 0,8 | 9,3 | 6,87 |
| | 1* | по осі „А”, зволоження від техн. улашт. паль, $b=0,77$ м | 0,53 ($d_b=0$) | 192,7 | 147,0 | 0,76 | 10,2 | 9,27 |
| | 2 | по осі „Б”, $b=0,77$ м | 0,8 ($d_b=0$) | 257,4 | 203 | 0,8 | 13,4 | 7,67 |
| | 3 | по осі „В”, $b=0,77$ м | 2,87 | 193,0 | 479,0 | 2,5 | 5,9 | 6,87 |
| | 4 | по осях „2”, „3”, „4”, між осями „Б-В”, $b=0,61$ м | 2,87 | 150,0 | 473,0 | 3,2 | 2,9 | 5,27 |
| 5 | по осях „3”, „4”, в межах осей „А-Б”, $b=0,61$ м | 2,87 зі сторони між осями „3-4” | 111,4 | 473,0 | 4,2 | 1,4 | 4,87 | |

Результати розрахунків в процесі виконання будівельних робіт біля фасаду по осі „А” показали, що:

- при підготовчих роботах до улаштування буроін’єкційних паль роз’єднувальної підпірної стінки, поверхню землі з відм. 320,400 за рахунок планування землі зрізкою на середню глибину 2,15 м було знижено до відм. 318,250, при цьому фактичну глибину залягання підосви фундаменту стіни по осі „А” з $d=2,87$ м понизили до $d_{l,n}=0,53$ м. Це дало поштовх для утворення по фасаді по осі „А” нових тріщин по старих;

- зниження у 3,26 рази несучої здатності ґрунту ПГЕ-2 з $R=479$ кПа до $R=147$ кПа при зміні глибини залягання фундаменту по осі „А” з $d=2,87$ м до $d_{l,n}=0,53$ м та відповідний до них приріст у 1,7 рази осідання ґрунту $\Delta s=10,2-6=4,2$ мм основи;

- збільшення осідання основи під стрічковим фундаментом по осі „А”, в межах зрізаної ділянки ґрунту, викликало додаткові зусилля розтягу в межах сформованих вже старими тріщинами послаблених похилих перерізів. Відкриття нових тріщин проявилось від додаткових зусиль розтягу у зв’язку із недостатнім поперечним перерізом дротів сіток, використаних в межах ремонтного шару тиньку, які не в змозі сприйняти нові зусилля розтягу.

Окрім цього, при розрахунку отримали:

- пониження на 20% несучої здатності ґрунту ПГЕ-2 до $R_2=160,5$ кПа відносно напруженнями $p_A=192,7$ кПа під підосвою фундаменту по осі „А”;

- при зволоженні ґрунту ПГЕ-2 його несуча здатність $R_3=147$ кПа знижується на 31% відносно напружень $p_A=192,7$ кПа під підосвою фундаменту по осі „А”. За інженерно-геологічними дослідженнями ґрунти ПГЕ-2 схильні до розвитку суфозійних процесів при замоканні, що потребує його підсилення для запобігання розвитку вертикальних деформацій.

У зв’язку з теоретично отриманим приростом вертикальних деформацій $\Delta s=4,2$ мм, слід його порівняти з рівнями максимальних, середніх та статистичних значень проєкцій на вертикаль (осадок) фактичної ширини розкриття тріщин, зафіксованих на час обстеження на фасаді по осі „А”, залежно від кутів їх нахилу до горизонту (рис. 4).

Для аналізу розвитку фактичних вертикальних деформацій (осадок) фундаменту стіни по осі „А” виконали статистичну обробку ширини нахилених тріщин з 95% забезпеченням, на вертикальну вісь залежно від фактичних кутів їх нахилів до горизонту (табл. 2).

Порівняння приросту $\Delta s=4,2$ мм теоретичних осадок (табл. 1) з середніми $s_{midl}=3,09$ мм (табл. 2) та статистично обґрунтованим збільшенням осадки до характеристичного рівня $w_k=7,48$ мм (з 95% забезпеченням), який визначений за шириною розкриття тріщин заміряних на час обстеження.

Максимальне значення осадок $w_{r,max}=9,44$ мм фундаменту по осі „А”, практично наближене до значень теоретично визначених осадок $s_I=9,3$ мм та $s_I^*=10,2$ мм у табл. 1.

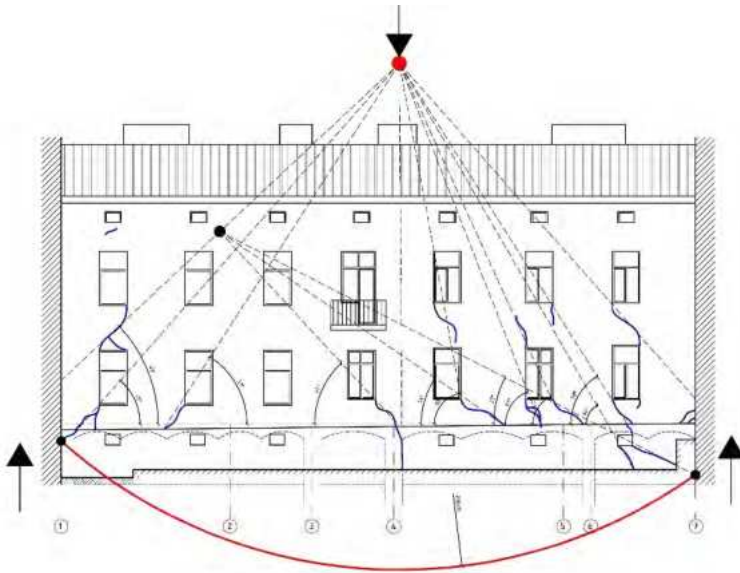


Рис. 4. Фасад „1-7” по осі „А” з картиною розподілу тріщин та кутами дотичних до напрямків тріщин, відносно горизонтальної площини

Приріст осідань може розвиватися і далі за рахунок ущільнення ґрунту від не збалансованого тиску ($p_A=192,7$ кПа $>$ $R_3=147$ кПа) під подошвою фундаменту в межах замкнутого простору біля виконаного проектного рішення роз’єднувальної пальової стінки

При цьому, слід звернути увагу на різницю максимального значення осадок фундаменту по осі „А” (табл. 2) зі сторони осі „1” – $w_{l,max}=4,57$ мм та зі сторони осі „7” – $w_{r,max}=9,44$ мм, які у 2,07 рази більші, що може бути пов’язано зі станом зворотної засипки фундаменту будівлі по вул. Братів Міхновських, 30, до якої прибудована розглянута будівля і зависанням на стіни фасаду по осі „1” на торцевій стіні раніше збудованої будівлі по вулиці Рене Декарта, 7.

Фасадна стіна по осі „В” не задіяна в новому деформаційному процесі осідання будівлі у зв’язку зі значною віддаллю $L=9,96$ м між осями стін фасадів по осях „А” і „В” та за значенням кута внутрішнього тертя $\varphi_{II}=32^\circ$ ґрунту ПГЕ-2.

До початку будівництва, напруження та осадки під фундаментами по осях „А” і „В” були практично однаковими (табл. 3). До стіни по осі „В” перпендикулярно приєднані три стіни по осях: „2”, „3”, „4”, які мають менші напруження під фундаментами та менші осадки (табл. 3).

За цими показниками, фундаменти по осях „2”, „3” і „4” в осях „Б-В” є проміжними опорами для стіни по осі „В”, на це вказує вигин стіни зафіксований при обстеженні; картина давно утворених тріщин, додатково підтверджують маяки встановлені на тріщинах ще 2012 р. (рис. 5).

Таблиця 2

Значення ширини нахилених тріщин на вертикальну вісь (осадки), залежно від фактичних кутів їх нахилів до горизонту та їх статистична обробка

| Назва показника | Ліва сторона (<i>l</i>) будівлі | | | Права сторона (<i>r</i>) будівлі | | | | | | | |
|--|-----------------------------------|------|------|------------------------------------|------|------|------|------------------------|------|------|------|
| | | | | | | | | | | | |
| Ширина тріщини <i>w</i> (замір), мм | 3,0 | 1,5 | 0,7 | 1,1 | 0,7 | 1,0 | 0,5 | 1,0 | 2,0 | 0,5 | 5,0 |
| Кут нахилу тріщини, град. | 49,0 | 43,0 | 57,0 | 47,0 | 34,0 | 80,0 | 69,0 | 66,0 | 60,0 | 27,0 | 58,0 |
| 90°- кут нахилу, град. | 41,0 | 47,0 | 33,0 | 43,0 | 56,0 | 10,0 | 21,0 | 24,0 | 30,0 | 63,0 | 32,0 |
| sin (90°- кут нахилу) | 0,66 | 0,73 | 0,54 | 0,68 | 0,83 | 0,17 | 0,36 | 0,41 | 0,50 | 0,89 | 0,53 |
| Вертикальний розмір ширини тріщини, мм | 4,57 | 2,05 | 1,29 | 1,61 | 0,84 | 5,76 | 1,40 | 2,46 | 4,00 | 0,56 | 9,44 |
| Статистичні показники | ліва сторона (<i>l</i>) будівлі | | | права сторона (<i>r</i>) будівлі | | | | ЗАГАЛЬНА | | | |
| Максимальне значення | $w_{l,max}=4,57$ мм | | | $w_{r,max}=9,44$ мм | | | | $w_{max}=9,44$ мм | | | |
| Середнє значення | $w_{l,m}=2,64$ мм | | | $w_{r,m}=3,26$ мм | | | | $s_{midl}=w_m=3,09$ мм | | | |
| Стандарт. відхилення | $\sigma=1,72$ мм | | | $\sigma=3,04$ мм | | | | $\sigma=2,68$ мм | | | |
| Коеф. варіації | $V_f=0,65$ | | | $V_r=0,93$ | | | | $V=0,87$ | | | |
| Характеристична осадка від ширини розкриття тріщин | $w_{l,k}=5,46$ мм | | | $w_{r,k}=8,25$ мм | | | | $w_k=7,48$ мм | | | |

Дата встановлення маяків свідчить про значні тріщини утворені в стінах будівлі, на той час 82 років її експлуатації.

Загальна деформація фасадної стіни по осі „В”, з нанесеною картиною тріщин та характером її деформування – вигином зображена на рисунку 5.

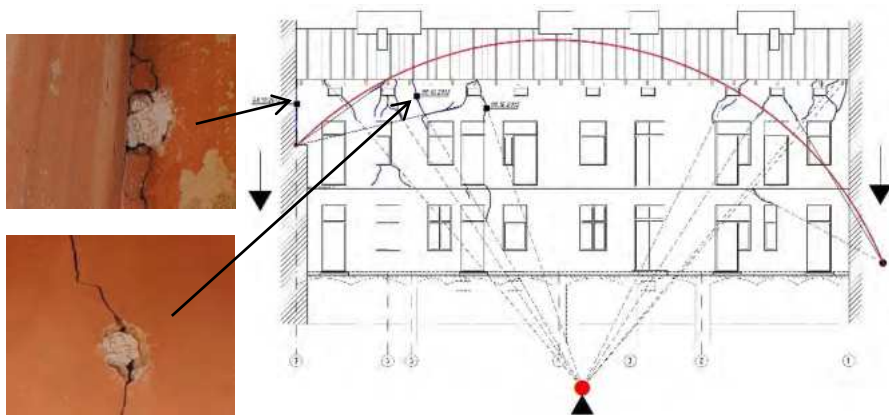


Рис. 5. Фасад „7-1” по осі „В” з картиною розподілу тріщин та встановленими на ній маяками

Аналіз та характер напрямів нахилів підлог, стель, балок перекриттів над другим поверхом за час довготривалої експлуатації та тріщин на поперечних стінах і перегородках підтверджують логіку розвитку тріщин на фасадах.

Аналіз розподілу напрямів тріщин, виконаний на рис. 4, підтверджує пріоритетність їх розвитку за поперечними силами з розпором та зависанням торців стіни фасаду по осі „А”, по осях „1” і „7”, на стінах старих будівель.

За табл. В.3.1 [7], додаткові граничні деформації основ обмежуються значеннями:

- відносною різницею осідань $(\Delta s/L)_u \leq 0,0007$, яка вздовж фасаду по осі «А» становить $(9,44-4,57)/L = 4,87/23260 = 0,00021 < 0,0007$;
- максимальним додатковим осіданням $s_{max.u} \leq 7$ мм, яке для фасаду по осі „А” (табл. 2) становить $(9,44+4,57)/2 = 7,005$ мм, що практично дорівнює $s_{max.u}$;
- максимальним додатковим осіданням $s_{max.u} \leq 7$ мм, яке по фасаду по осі „А” за табл. 1 становить $10,2-6 = 4,2$ мм і менше $s_{max.u}$.

За п. 7.1.7 норм [7], зменшення впливу нового будівництва на існуючу забудову слід виконувати за допомогою інженерних заходів. Цей вибір здійснили за результатами перевірних розрахунків.

Для ущільнення ґрунту в межах усієї висоти від підшови фундаменту з відм. 317,720 до відм. 315,150 - низу плити підлоги паркінгу будинку, найбільш раціональним рішенням є цементація ґрунтів основи.

Висновки. Запропонований підхід до визначення деформацій остову будівлі через центр радіальних напрямків картини тріщин та проєкції їх ширини розкриття на вертикаль за кутами їх радіальних напрямків дає можливість обґрунтувати характер і величину осадкових деформацій будівлі.

У нашому випадку пріоритетним є характер деформації фасаду по осі „А” за поперечною силою при впливі розпірних зусиль від будівель, між якими вбудована обстежена будівля.

1. Бабич Є.М. Діагностика, паспортизація та відновлення будівель і інженерних споруд: підручник / Є.М. Бабич, В.В. Караван, В.С. Бабич. – Рівне: Волинські береги, 2018. – 176 с.

Babych Ye.M. Diahnostyka, pasportyzatsiia ta vidnovlennia budivel i inzhenernykh sporud: pidruchnyk / Ye.M. Babych, V.V. Karavan, V.Ie. Babych. – Rivne: Volynski oberehy, 2018. – 176 s.

2. Клименко Є.В. Технічний стан будівель і споруд: монографія. – Одеса: ОДАБА, 2010. – 284 с.

Klymenko Ye.V. Tekhnichni stan budivel i sporud: monohrafiia. – Odesa: ODABA, 2010. – 284 s.

3. Гладишев Д.Г. Дослідження технічного стану будівель, споруд та їхніх елементів: монографія / Д.Г. Гладишев, Г.М. Гладишев. – Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2012. – 304 с.

Hladyshev D.H. Doslidzhennia tekhnichnoho stanu budivel, sporud ta yikhnikh elementiv: monohrafiia / D.H. Hladyshev, H.M. Hladyshev. – Lviv: Vydavnytstvo Lvivskoi politekhniki, 2012. – 304 s.

4. Костира Н. Особливості технічного обстеження об'єктів прилеглих до існуючої забудови / Н. Костира, В. Бакуліна // Будівельні конструкції. Теорія і практика: зб. наук. пр., вип. 12. – Київ: КНУБА, 2023. – С. 105-114. Doi.org/10.32347/2522-4182.12.2023.105-114.

Kostyra N., Bakulina V. Osoblyvosti tekhnichnoho obstezhennia ob'ektiv prylehlykh do isnuiuchoi zabudovy / N. Kostyra, V. Bakulina // Budivelni konstruktсии. Teoriia i praktyka: zb. nauk. pr., vyp. 12. – Kyiv: KNUBA, 2023. – S. 105-114. Doi.org/10.32347/2522-4182.12.2023.105-114.

5. Vozniuk L. Technical inspection of buildings and structures that ensure the life of people / L. Vozniuk – etc. // Improvement of scientific approaches to the development of engineering: collective monograph. – Boston: Primedia eLaunch, 2022. P.103-111. Doi.org/10.46299/ISG.2022.MONO.TECH.4.1.8.

6. Гладишев Г.М. Взаємодія остовів будівель та їхніх основ в межах ущільненої забудови Львова: монографія / Г.М. Гладишев, Д.Г. Гладишев, Р.Д. Гладишев. – Львів: Норма, 2023. – 336 с.

Hladyshev H.M. Vzaiemodiia ostoviv budivel ta yikhnikh osnov v mezhakh ushchilnenoї zabudovy Lvova: monohrafiia / H.M. Hladyshev, D.H. Hladyshev, R.D. Hladyshev. – Lviv: Norma, 2023. – 336 s.

7. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. – Київ: ДП “УкрНДНД”, 2017.

DSTU-N B V.1.2-18:2016. Nastanova shchodo obstezhennia budivel i sporud dlia vyznachennia ta otsinky yikh tekhnichnoho stanu. – Kyiv: DP “UkrNDND”, 2017.

8. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – Київ: Мінбуд України, 2019.

DBN V.1.2-14:2018. Systema zabezpechennia nadiinosti ta bezpeky budivelnykh ob'ektiv. Zahalni pryntsypy zabezpechennia nadiinosti ta konstruktyvnoi bezpeky budivel i sporud. – Kyiv: Minbud Ukrainy, 2019.

9. Методические рекомендации по обследованию некоторых частей зданий (сооружений) и их конструкций. – Киев: Госнадзорхрантруда Украины, 1998. – 22 с.

Metodicheskie rekomendatsii po obsledovaniyu nekotorykh chastei zdaniï i ikh konstruksii. – Kiev: Gosnadzorokhrantruda Ukraini, 1998. – 22 s.

10. ДБН В.1.2-12:2008. Система надійності та безпеки в будівництві. Будівництво в умовах ущільненої забудови вимоги безпеки. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2008.

DBN V.1.2-12:2008. Systema nadiinosti ta bezpeky v budivnytstvi. Budivnytstvo v umovakh ushchilненоi zabudovy vymoги bezpeky. – Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2008.

11. ДБН В.2.6-162:2010. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011.

DBN V.2.6-162:2010. Konstruksii budynkiv i sporud. Kamiani ta armokamiani konstruksii. Osnovni polozhennia. – Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 2011.

12. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. Настанова з проектування підпірних стін. – Київ: Мінрегіон України, 2015.

DSTU-N B V.2.1-31:2014. Nastanova z proektuvannia pidpirnykh stin. – Kyiv: Minrehion Ukrainy, 2015.

13. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – Київ: Мінрегіон України, 2018.

DBN V.2.1-10:2018. Osnovy i fundamenty budivel ta sporud. Osnovni polozhennia. – Kyiv: Minrehion Ukrainy, 2018.

14. ДБН В.2.1-10-2009. Зміна 1. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – Київ: Мінрегіон України, 2011.

DBN V.2.1-10-2009. Zmina 1. Osnovy ta fundamenty sporud. Osnovni polozhennia proektuvannia. – Kyiv: Minrehion Ukrainy, 2011.