В.О. Собуцький

Деформації ґрунтових основ і деформаційні пошкодження міських будівель



Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства та природокористування

В. О. Собуцький

ДЕФОРМАЦІЇ ҐРУНТОВИХ ОСНОВ І ДЕФОРМАЦІЙНІ ПОШКОДЖЕННЯ МІСЬКИХ БУДІВЕЛЬ

Монографія

Рівне - 2024

УДК 624.131:69.059.2
С55

Рецензенти:

Корецький М. Х., академік Національної академії наук вищої освіти України, доктор наук з державного управління, професор, заслужений діяч науки і техніки України;

Плоский В. О., завідувач кафедри архітектурних конструкцій Київського Національного університету будівництва та архітектури, заслужений діяч науки і техніки України, доктор технічних наук, професор;

Філіпчук С. В., завідувач кафедрою промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд НУВГП, кандидат технічних наук, доцент, член-кореспондент Академії будівництва України, експерт будівельний І категорії з технічного обстеження будівель і споруд, член редколегії збірника наукових праць «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди», секретар Вченої ради Навчально-наукового інституту будівництва та архітектури.

Рекомендовано науково-технічною радою Національного університету водного господарства та природокористування. Протокол № 176 від 12 вересня 2024 р.

Собуцький В. О.

С55 Деформації ґрунтових основ і деформаційні пошкодження міських будівель : монографія. [Електронне видання]. – Рівне : НУВГП, 2024. – 516 с.

ISBN 978-966-327-608-3

Викладені основи теорії експлуатаційної надійності будівель і споруд в інтерпретації автора. Розроблений варіант класифікації причин, подані закономірності пошкоджень міських будівель і споруд. Запропонована методика оцінки загального технічного стану та експлуатаційної надійності будівель і споруд залежно від ступеню пошкодження їх несучих конструкцій та конструктивних елементів.

Для наукових та інженерно-технічних працівників науково-дослідних, проектно-вишукувальних організацій, які займаються проблемами експлуатаційної та геотехнічної надійності міських будівель, а також для аспірантів будівельних спеціальностей.

УДК 624.131:69.059.2

ISBN 978-966-327-608-3

© В. О. Собуцький, 2024
© Національного університету водного господарства та природокористування, 2024

UDC 624.131:69.059.2
S55

Reviewers:
Koretskyi M. Kh., Academician of the National Academy of Sciences of Higher Education of Ukraine, Doctor of Science in Public Administration, Professor, Honoured Worker of Science and Technics of Ukraine;
Ploskyi V. O., Head of the Department of Architectural Structures at the Kyiv National University of Construction and Architecture, Honoured Worker of Science and Technics of Ukraine, Doctor of Technical Sciences, Professor;
Filipchuk S. V., Head of the Department of Industrial and Civil Engineering and Engineering Structures of NUWEE, Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Corresponding Member of the Academy of Civil Engineering of Ukraine, construction expert of the first category for technical inspection of buildings and structures, member of the editorial board of the collection of scientific papers "Resource-saving materials, constructions, buildings and structures", Secretary of the Academic Council of the Educational and Scientific Institute of Civil Engineering and Architecture.

Recommended by the Scientific and Technical Council of the National University of Water and Environmental Engineering. Minutes No. 176 of September 12, 2024.

Sobutskyi V. O.
S55 Deformation of soil foundations and deformation damage to urban buildings : monograph. [Electronic edition]. – Rivne : NUWEE, 2024. – 516 p.
ISBN 978-966-327-608-3

The monograph presents the results of research and theoretical substantiation of the problems of operational reliability of urban buildings: deformation, geotechnical reliability and types of soil conditions of urban areas; types of damage and analytical assessment of the operational reliability of urban buildings; geotechnical category of complexity of the object of construction or reconstruction; mathematical modelling of the geotechnical situation in the system of analytical and expert support of civil protection of de-occupied territories.

The appendix contains photos with examples of typical damages and defects of engineering structures of urban buildings and structures.

For scientific, engineering and technical staff of scientific, research, design and survey organisations dealing with the problems of operational and geotechnical reliability of urban buildings, as well as for postgraduate students of civil engineering specialties.

UDC 624.131:69.059.2

ISBN 978-966-327-608-3

© V. O. Sobutskyi, 2024
© National University of Water and Environmental Engineering, 2024

ЗМІСТ



	Вступ	7
1.	***Інженерно-геологічні умови і деформації ґрунтових основ міських територій***	11
1.1.	Загальні положення	11
1.2.	Аналіз інженерно-геологічних умов міських територій	19
1.2.1.	*Тектонічні зрушення*	19
1.2.2.	*Підробка міських територій*	28
1.2.3.	*Структурно нестійкі основи. Неоднорідність*	38
1.2.4.	*Структурно-нестійкі основи. Просідання лесових ґрунтів*	45
1.2.5.	*Карстово-суфозійні явища*	56
1.2.6.	*Зсувні процеси*	74
1.2.7.	*Зміна режиму температури і вологи ґрунтового массиву*	90
1.2.8.	*Слабкі водонасичені ґрунти*	98
1.2.9.	*Заторфовані ґрунти і торфи*	103
1.2.10.	*Пливуни*	105
1.2.11.	*Сезонно мерзлі ґрунти*	107
1.2.12.	*Насипні ґрунти*	113
1.2.13.	*Зміна рівня ґрунтових і підземних вод*	116
1.3.	Класифікація інженерно-геологічних умов і деформацій міських територій	118
	Перелік посилань до розділу 1	128
2.	***Оцінка геотехнічної надійності ґрунтових основ міських будівель***	132
2.1.	Загальні положення	132
2.2.	Оцінка геотехнічної надійності підробленої ґрунтової основи	134
2.2.1.	*Теоретичні обґрунтування закономірності довготривалих осідань земної поверхні підробленої території на прикладі Львівсько-Волинського вугільного басейну*	134
2.2.2.	*Обґрунтування закономірності пошкоджень житлової забудови внаслідок впливу довготривалих осідань підроблених територій м. Червоноград на прикладі житлового будинку № 4 на пл. Соборній*	145
2.3.	Оцінка геотехнічної надійності підтопленої основи на прикладі будівлі № 2 на пл. Перемоги у м. Житомирі	160
2.3.1.	*Характеристика і результати обстеження конструкцій досліджуваної будівлі*	160
2.3.2.	*Спостереження за тріщинами в несучих стінах досліджуваної будівлі*	170
2.3.3.	*Аналіз інженерно-геологічної і гідрологічної ситуацій ділянки забудови*	174

2.3.4. Оцінка несучої здатності ґрунтової основи і осідань фундаментів досліджуваної будівлі з урахуванням інженерно-геологічної ситуації ділянки забудови ... 186
2.3.5. Загальні висновки ... 191
2.4. Оцінка геотехнічної надійності просадкової ґрунтової основи на прикладі адміністративної будівлі № 12а на вул. Соборній у м. Рівному ... 195
2.4.1. Характеристика і результати обстеження конструкцій досліджуваної будівлі ... 195
2.4.2. Аналіз інженерно-геологічної і гідрологічної ситуацій ділянки забудови ... 210
2.4.3. Загальні висновки ... 218
2.5. Оцінка геотехнічної надійності заторфованої ґрунтової основи на прикладі будівлі ЗОШ № 4 у м. Нетішин Хмельницької області ... 220
2.5.1. Характеристика і результати обстеження конструкцій досліджуваної будівлі ... 220
2.5.2. Спостереження за тріщинами в несучих стінах досліджуваної будівлі ... 228
2.5.3. Аналіз інженерно-геологічної і гідрологічної ситуацій ділянки забудови ... 245
2.5.4. Оцінка несучої здатності паль фундаментів досліджуваної будівлі з урахуванням інженерно-геологічної ситуації ділянки забудови ... 259
2.5.5. Розрахунок повного осідання і часу консолідації заторфованої основи ... 262
2.5.6. Загальні висновки ... 265
2.6. Класифікація ґрунтових основ міських будівель за ступенем їх геотехнічної надійності ... 267
2.6.1. Теоретичні обґрунтування можливості поєднання різнорідних геологічних умов за критерієм однакового протікання деформаційних процесів у ґрунтах і впливу на міські будівлі ... 267
Перелік посилань до розділу 2 ... 278
3. Деформаційні пошкодження міських будівель ... 284
3.1. Загальні положення ... 284
3.2. Допустимі і граничні деформації міських будівель у різних ґрунтових умовах ... 287
3.3. Допустимі і граничні пошкодження міських будівель ... 302
3.4. Визначення допустимих і граничних деформацій основи ... 318
Перелік посилань до розділу 3 ... 322
4. Оцінка експлуатаційної надійності міських будівель ... 324
4.1. Загальні положення ... 324
4.2. Обстеження та оцінка технічного стану конструкцій міських будівель ... 331
4.2.1. Обстеження та оцінка технічного стану фундаментів і фундаментно-підвальних частин міських будівель ... 331

4.2.2. Обстеження та оцінка технічного стану металевих конструкцій міських будівель…… 340
4.2.3. Обстеження та оцінка технічного стану залізобетонних і бетонних конструкцій міських будівель…… 348
4.2.4. Обстеження та оцінка технічного стану кам'яних конструкцій міських будівель…… 359
4.2.5. Обстеження та оцінка технічного стану дерев'яних конструкцій міських будівель…… 371
4.2.6. Обстеження та оцінка технічного стану конструкцій покрівель та гідроізоляції міських будівель…… 379
4.2.7. Обстеження та оцінка технічного стану внутрішніх інженерних систем міських будівель…… 387
4.3. Загальна оцінка експлуатаційної надійності досліджуваної будівлі…… 395
4.3.1. Визначення експлуатаційної надійності об'єкту за показником K_{en} *на прикладі житлового будинку № 21А на пр. Незалежності в м. Нетішин Хмельницької області*…… 416
4.4. Оцінка геотехнічної складності об'єкту реконструкції або нового будівництва в умовах існуючої міської забудови…… 420
4.4.1. Визначення геотехнічної категорії складності об'єкту реконструкції на прикладі будинку № 87 на вул. 16 Липня у м. Рівному…… 425
Перелік посилань до розділу 4…… 438
5. Інженерно-технічні заходи забезпечення цивільного захисту на деокупованих територіях…… 445
5.1. Експертна оцінка витрат при відновленні інфраструктури деокупованих територій…… 445
5.2. Концепція науково-практичного забезпечення цивільного захисту в сфері містобудування…… 450
5.3. Методика математичного моделювання геотехнічної ситуації в системі аналітично-експертного забезпечення цивільного захисту…… 454
Перелік посилань до розділу 5…… 468
Післямова…… 470
Додатки…… 475

ВСТУП



Переміщення ґрунтових мас під впливом різноманітних природних процесів чи в результаті техногенних впливів приводить до деформацій земної поверхні, в тому числі в основах міських будівель і споруд.

Деформації земної поверхні, обумовлені техногенною діяльністю людини, можуть плануватися, як це є при підробці міських територій, відкачуванні підземних вод, або можуть виникати під впливом спонтанних факторів, які можна було б не допустити шляхом оптимального проектування, експлуатації чи захисту будівель від несприятливих впливів (замочування просадкових ґрунтів, відтаювання мерзлих ґрунтів, вібрація, тощо).

Слід відмітити, що незалежно від причин, які призводять до деформації ґрунтів, усі види впливів зі сторони основ на будівлі зводяться, в кінцевому рахунку, до нерівномірних вертикальних і горизонтальних переміщень поверхні основи. Ці переміщення можуть бути пов'язані з навантаженням від будівлі або можуть проявлятися незалежно від наявності їх на земній поверхні.

Експлуатаційна надійність, довговічність та геостійкість міських будівель досягається, з однієї сторони, шляхом вибору або створення надійної ґрунтової основи, яка виключає появу недопустимих деформацій будівель, а з іншої сторони, - застосуванням конструктивних систем, які пристосовані до підвищених нерівномірних деформацій основи.

Визначення виду і параметрів деформування земної поверхні розглядається зараз як самостійна задача і

виконується з урахуванням інженерно-геологічних, гідрогеологічних умов та геотехнічних особливостей територій міської забудови.

Вплив деформацій ґрунтової основи враховується як додатковий вплив на конструкції будівель, що згідно чинних нормативних документів класифікується, як особливі навантаження, до яких відносять:

- вага і тиск ґрунтів (насипів), гірничий тиск;

- дії деформацій ущільнення основи від власної ваги будівель, які не супроводжуються зміною структури ґрунту, але які викликають зміни деформаційних характеристик і параметрів жорсткості основи;

- дії деформацій основи, обумовлені зміною температурно-вологісного режиму (усадка, набрякання і повзучість ґрунту);

- навантаження, викликані деформаціями основи в зоні дії технологічних температур;

- навантаження, викликані деформаціями структурно нестійких ґрунтів, обумовлені корінною зміною структури ґрунту (внаслідок замочування, в т. ч. при зміні рівня ґрунтових вод – просадкові, набрякаючі, засолені, сильно стисливі, заторфовані, алювіальні ґрунти);

- навантаження, викликані деформаціями підробленої основи або карсту.

В даній монографії серед розмаїття причин зменшення експлуатаційної надійності міських будівель і споруд (на рис. 1 виділено) розглядаються та аналізуються, в розвиток положень існуючих першоджерел, тільки нерівномірні деформації міських територій, які викликають деформаційні пошкодження міських будівель. Для цього знайдений і проаналізований причинно-наслідковий зв'язок між інженерно-геологічними умо-

вами, деформаціями міських територій та деформаційними пошкодженнями міських будівель і споруд.

Класифікація інженерно-геологічних умов (ІГУ), форм деформування земної поверхні та видів деформацій міських будівель, яка запропонована нижче, розроблена з метою обмеження для практики проектування кількості видів переміщень основи, на які виконується розрахунок конструкцій, визначення додаткових зусиль, обумовлених видом і величиною деформації, незалежно від причини, яка її викликала. Відповідно уніфікуються і розрахункові параметри, які використовуються в якості вихідних даних для розрахунку будівель і споруд на деформаційні дії основи.

Класифікація ІГУ може служити основою для вирішення наступних задач:

- обґрунтування генеральних планів міст;
- уніфікація розрахункових параметрів, які використовуються в якості вихідних даних для розрахунку будівель і споруд на деформаційні дії основи;
- вибір оптимальних конструктивних заходів, які зменшують чутливість будівель до деформацій основи;
- оцінка техніко-економічної ефективності проектів;
- організація моніторингу інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов міських територій;
- прийняття рішень про необхідність і періодичність обстеження міських будівель і споруд;
- розробка программ інженерно-геологічних та гідрогеологічних вишукувань і досліджень;
- оцінка і страхування міської нерухомості;
- будівництво, відновлення і реконструкція міських будівель і споруд.



Рис. 1. Класифікація причин пошкодження і зменшення експлуатаційної надійності міських будівель

РОЗДІЛ 1. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ І ДЕФОРМАЦІЇ ҐРУНТОВИХ ОСНОВ МІСЬКИХ ТЕРИТОРІЙ



1.1. ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

Інженерно-геологічна ситуація міських територій дуже різноманітна завдяки різноманітності ґрунтів основи будівель за механічними властивостями, складом, умовами залягання, потужності окремих пластів, тощо. Ґрунтовим основам в умовах їх природного залягання майже завжди притаманна значна неоднорідність за складом і властивостями, яка обумовлена умовами геологічного формування ґрунтів, природними і техногенними реологічними змінами в період їх існування.

Міське будівництво, експлуатація і утримання будівель на нерівномірно деформованих ґрунтових основах, мають велике поширення. Експлуатаційна надійність міських будівель залежать від ступеню врахування реальних властивостей ґрунтів і конструкційних матеріалів. Велике значення має вибір раціонального типу основи і фундаментів, а також конструктивних заходів, які зменшують чутливість будівель до деформацій основи.

Загальновідомо і прийнято, що всі інженерно-геоло-гічні умови міських територій поділяються на прості і складні.

Прості (звичайні) інженерно-геологічні умови *характеризуються простою будовою ґрунтової основи: наявністю одного виду піщаного, глинистого (непросадкового і ненабрякаючого), великоуламкового або скельного ґрунту без викли-*

нювання пластів, на глибину, яка впливає на осідання і стійкість будівель, чи наявністю декількох шарів різних видів ґрунтів з горизонтальним або пологим заляганням, а також відсутністю фізико-геологічних процесів і явищ, які негативно впливають на умови будівництва та експлуатації будівель (див. рис. 1.1, *а*, *б*).

В звичайних ґрунтових умовах деформації основ найактивніше розвиваються в період будівництва і можуть продовжуватися в період експлуатації. Якщо при цьому в конструкціях появляються пошкодження, то значна частина їх легко ліквідовується в процесі будівництва.

Для проектування, будівництва та експлуатації будівель такі інженерно-геологічні умови міських територій не являють проблем, тому в даній монографії розглядатися не будуть.

Складні інженерно-геологічні умови *характеризуються неоднорідним заляганням шарів ґрунту: виклинюванням окремих пластів, лінзоподібним заляганням ґрунтів окремих видів, неоднаковою товщиною шарів ґрунту, нерівномірним розподілом в ґрунті різноманітних включень, а також наявністю фізико-геологічних процесів і явищ, які негативно впливають на умови будівництва та експлуатації будівель* (рис. 1.1, *в*).

В складних ґрунтових умовах небезпечні для будівель деформації основ виникають, як правило, в період їх експлуатації. Впливи ґрунтових основ у вигляді зміщень і зміни жорсткості приводять до перерозподілу контактних напружень аж до відриву ґрунту від підошви фундаменту і порушення його міцності на окремих ділянках. При цьому зовнішнє (експлуатаційне) навантаження остається незмінним і загальний об'єм епюр контактних напружень на будь-якій стадії деформуван-

ня основи не змінюється.

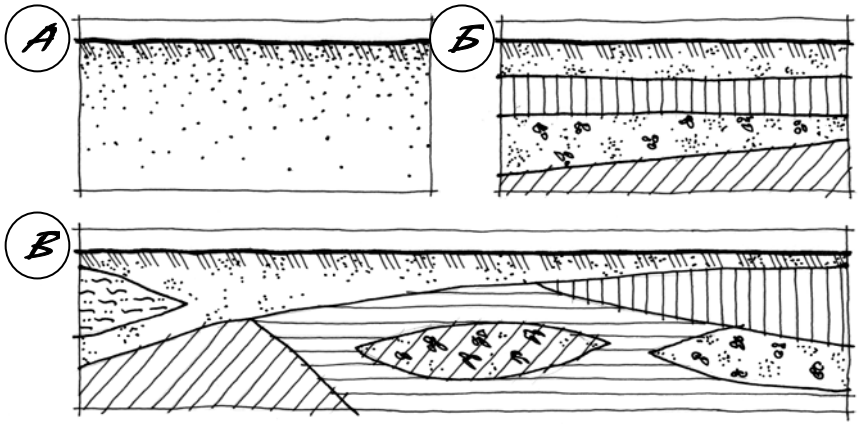


Рис. 1.1. Геологічна будова ґрунтових масивів:
(а, б) – проста; (в) – складна

В складних інженерно-геологічних умовах ґрунтові основи міських будівель в різних гідрогеологічних ситуаціях під впливом природних і техногенних чинників можуть викликати різноманітні деформації земної поверхні.

Осідання під дією зовнішніх навантажень – *переміщення поверхні землі, які відбуваються в результаті ущільнення ґрунту, а також просідання мерзлих, лесових, засолених та інших просадкових ґрунтів під дією зовнішніх навантажень, які відбуваються в межах деформованої зони основи і не супроводжуються корінною зміною його структури. Такі деформації відносяться до першого типу переміщень.*

Просідання – *переміщення поверхні землі, які відбуваються в результаті ущільнення і корінної зміни структури ґрунтового масиву під дією власної ваги, осідання земної поверхні при підземних гірничих розробках, при пониженні рівня ґрунтових вод, зовнішніх навантажень і додаткових факторів (замочування просадкового ґрунту, відтаювання мерзлого*

ґрунту, підтоплення і таке інше). Такі деформації відносяться до другого типу переміщень.

Підйоми і осідання *– деформації, пов'язані зі зміною об'єму деяких ґрунтів при зміні їх вологості і (або) дії на них хімічних речовин (набрякання і усадка), а також при замерзанні води і відтаюванні льоду в порах ґрунту (морозне набрякання і відтаювання ґрунту).*

Мульди зсуву, незалежні від дії зовнішніх навантажень *– деформації земної поверхні, викликані розробкою підземних корисних копалин, міським підземним будівництвом, зміною гідрогеологічних умов, пониженням рівня ґрунтових або підземних вод, карстово-суфозійними процесами, іншими техногенними факторами.*

Горизонтальні переміщення *– деформації, пов'язані з дією горизонтальних навантажень на основу (зсувні території, круті схили) або зі значними вертикальними переміщеннями поверхні землі при осіданнях (підробка території на невеликій глибині, будівництво тунелів мілкого закладання), просіданнях від власної ваги і таке інше.*

Нахили *– деформації, пов'язані з сумісною дією вертикальних (осідання, просідання, мульди осідання) і горизонтальних переміщень, результатом якої є крен земної поверхні.*

Уступи *– результат дії нерівномірних вертикальних навантажень на основу на суміжних інтервалах однієї довжини (наприклад, при розорбці круто падаючих пластів підземних корисних копалин).*

Незалежно від причин, які викликають деформації ґрунтів, всі види впливів основ на будівлі зводяться загалóм до нерівномірних вертикальних і горизонтальних, а саме до ***плавних і зосереджених переміщень поверхні землі.***

Значне місце в роботах С.М. Клєпікова, М.С. Метелюка, М.Ю. Абелєва [1–6] та інших вчених зайняли ме-

тоди поєднання різнорідних геологічних умов за критерієм однакового протікання деформаційних процесів в ґрунтах і їх впливу на будівлі і споруди.

При плавних вертикальних деформаціях (рис. 1.2) розподіл переміщень земної поверхні може носити випадковий характер, що характерно для осідань (наприклад, нерівномірні осідання внаслідок неоднорідності і нерівномірної стисливості ґрунту), чи підкорятися закономірностям, обумовленим фізичними процесами, які залежать від техногенної діяльності людини, що спостерігається при просіданнях, підйомах і осіданнях (очисні роботи по видобуванню корисних копалин, просадковість лесових ґрунтів, деформації при зміні рівня ґрунтових вод і таке інше).

Горизонтальні плавні деформації виникають при викривленні земної поверхні у вигляді розтягування-стискання ґрунту і зсувах.

Зосереджені деформації (рис. 1.3) характеризуються різким перевищенням на сусідніх інтервалах тієї ж довжини (зосереджені вертикальні деформації проявляються у вигляді уступів, впадин, провалів, зосереджені горизонтальні деформації – у вигляді тріщин в зонах розтягування земної поверхні).

Кожний вид інженерно-геологічних умов міських територій потребує ретельного вивчення його особливостей та застосування нешаблонних інженерних рішень при будівництві та експлуатації міських будівель. Як правило, такі рішення пов’язані з підвищеною витратою будівельних матеріалів і конструкцій, додатковими затратами людської праці та грошей.

Відомо, що відносно загальної кошторисної вартості будівництва, частка коштів, яка витрачається на зве-

дення нульового циклу в складних інженерно-геологічних умовах, досягає 30÷45% залежно від виду будівель і споруд. Ілюстрацією до сказаного є таблиця 1.1, де наведено витрати основних матеріалів на квадратний метр загальної площі багатоповерхових будинків залежно від складності інженерно-геологічних умов міських територій.

Не важко замітити, що порівняно зі звичайними інженерно-геологічними умовами будівництва, за складних умов іноді витрачається майже удвічі більше металу і на 50÷80 кг більше цементу на 1 м^2 загальної площі будівлі.

Таблиця 1.1

Прогресивні питомі показники матеріаломісткості в проектах міських будівель на 1 м^2 загальної площі

№ з/п	Умови будівництва та експлуатації	Кількість поверхів	Метал, кг	Цемент, кг
1	2	3	4	5
1.	**Звичайні ІГУ**	5	23.0÷24.5	240÷260
		9÷10	22.5÷24.0	235÷250
2.	**Просадкові ґрунти:**			
	І тип	5	30.5÷32.5	280÷295
		9÷10	29÷30	260÷270
	ІІ тип	5	33÷34	300÷310
		9÷10	31.0÷32.5	280÷300
3.	**Підроблювані території**	5	28.5÷30.0	270÷280
		9÷10	27÷28	265÷270



Рис. 1.2. Класифікація плавних деформацій земної поверхні

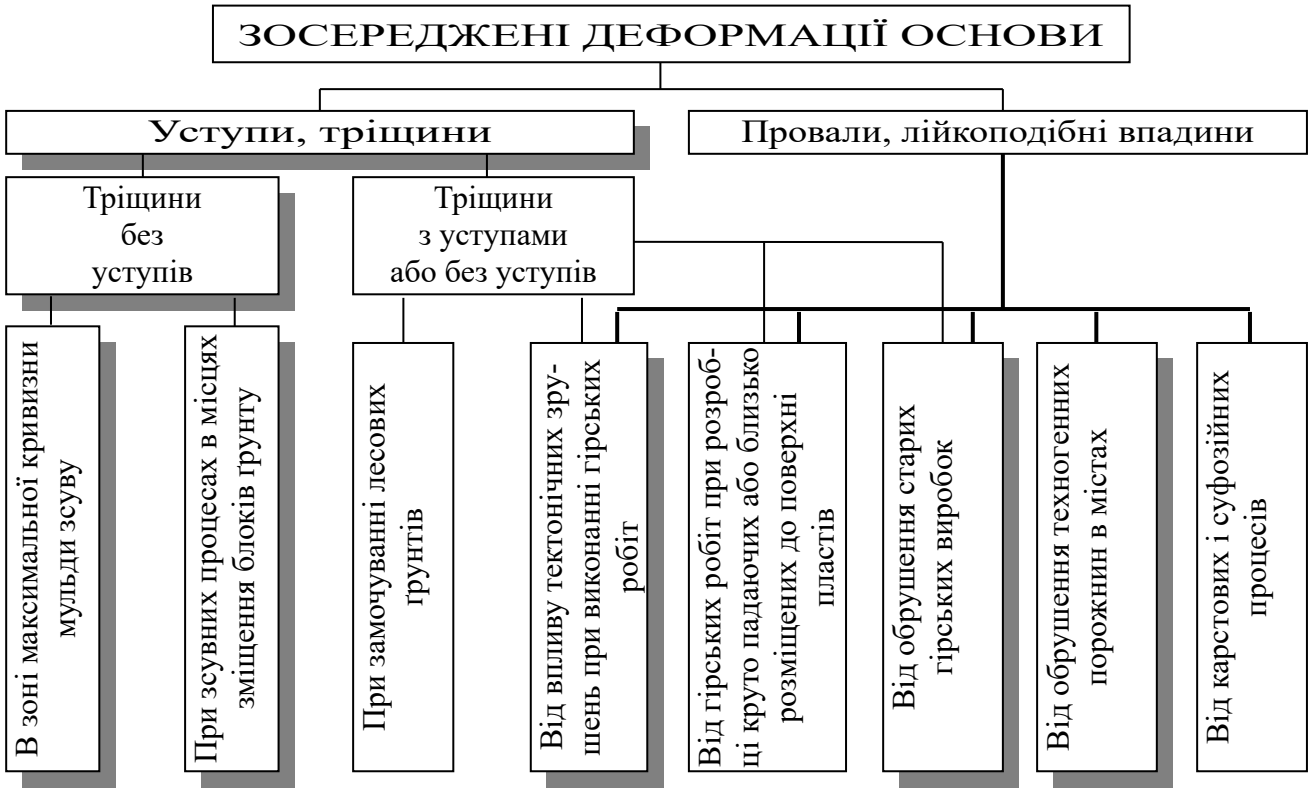


Рис. 1.3. Класифікація зосереджених деформацій земної поверхні

1.2. АНАЛІЗ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ МІСЬКИХ ТЕРИТОРІЙ

1.2.1. Тектонічні зрушення

Сучасний рельєф України формувався впродовж багатьох геологічних епох. Так базальтовий шар утворився 3.8÷4.2 млрд років тому назад, найдавніші архейські кристалічні породи в Україні (район м. Запоріжжя) мають вік 3.7 млрд років, кіровоградські і житомирські граніти – 1.9 млрд років, палеозойські відклади Донбасу – 250÷440 млн років, мезозойські відклади Кримських гір – 70÷240 млн років, кайнозойські відклади Карпат – 10÷65 млн років. Основною складовою території, що зазнає змін в наш час, є тонка (5÷70 км, а в межах України до 25 км) зовнішня оболонка Землі – земна кора [7–10].

За принципом прояву з часом головної чи завершальної складчастості, після якої регіон припиняв свій геосинклінальний розвиток, в межах України виділяють декілька крупних тектонічних структур (див. рис. 1.4):

- древня ***Східно-європейська платформа*** з добайкальською складчастою основою, в склад якої входять – *Український кристалічний щит, Ковельський виступ, Волинсько-Подільська плита, Дніпровсько-Донецька западина, Воронезький масив та Причорноморська западина*;

- ***Західно-європейська платформа*** з байкальсько-каледонським фундаментом;

- молода ***Скіфська платформа*** з герцинським фундаментом;

- складчасті споруди, що облямовують платформи – *Карпатська складчаста область, Кримська складчаста область, Донецька складчаста область*.

Загалóм породи земної кори зазнають диференційованих рухів. Породи, що утворилися в мор-

ському середовищі, могли піднятися на тисячі метрів вище рівня моря (Карпати, гірський Крим). Інші області (дно Чорного моря) сильно опустились. В інших районах, наприклад в Карпатах, залягаючи раніше горизонтально, шари гірських порід зараз зім'яті в складки.

Якщо причиною рухів є внутрішні сили Землі, їх називають ***тектонічними.*** Вони бувають трьох типів: ***коливні, складчасті та розривні (дислокаційні).***

Правильне розуміння розвитку структур, сформованих внаслідок проявлення тектонічних рухів, має велике значення при інженерно-геологічних дослідженнях для будівництва міських будівель та прогнозуванні розвитку несприятливих фізико-геологічних процесів і явищ на ділянках забудови.

Коливні рухи переважно проявляються в повільних вертикальних підняттях і опусканнях певних ділянок земної кори, охоплюють великі ділянки платформ, складчастих систем і поясів. Вивчаються переважно методом повторного нівелювання. За результатами цих спостережень складають відповідні карти, які мають важливе значення для проектування залізниць, нафто- та газопроводів, водосховищ, а також для спорудження гідро- та атомних електростанцій, промислових комплексів, будівництва міст та інших населених пунктів.

Про підняття суші можна судити за наявністю хвилеприбійних терас, піднятих над рівнем моря. Про опускання суші свідчать затоплення морем русел рік.

Прояви тектонічних утворень на земній поверхні див. табл. 1.2.



Рис. 1.4. Основні тектонічні структури України: *1 – Український кристалічний щит; 2 – Ковельський виступ*; *3 – Волинсько-Подільська плита*; *4 – Карпатська складчаста область*; *5 – Західноєвропейська платформа*; *6 – Дніпровсько-Донецька западина*; *7 – Воронезький масив*; *8 – Донецька складчаста область*; *9 – Причорноморська западина*; *10 – Скіфська плита*; *11 – Кримська складчаста область*

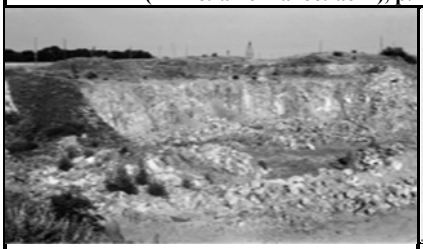
Таблиця 1.2

Прояви тектонічних утворень на земній поверхні

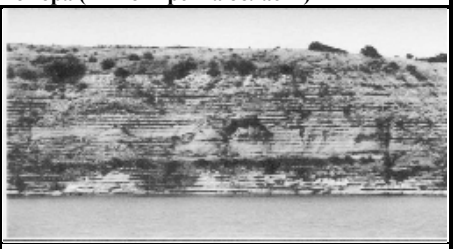




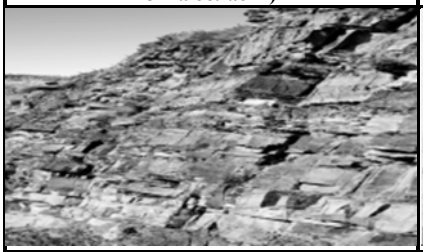
Породи Українського щита. Розкриття в долинах річок Арбузинка (Миколаївська область), р. Хомора (Житомирська область)



Породи Українського щита. Розкриття гранітів і гнейсів. (Запорізька область)



Волинсько-Подільська плита. Розкриття девонських відкладів на березі Дністра (м. Заліщики)



Донецька складчаста область. Розкриття вапняків і кам'яного вугілля



Рахівский кристалічний массив. Карпати



Палеогеновий фліш. Карпатські гори



Скіфська плита. Причорноморська низовина і шельфова зона Чорного моря

Підняття посилює процеси розмивання суші текучими водами, а опускання послаблює їх. Опускання суші веде до активізації процесу руйнування берегів хвилями припливу. Зміни висотного положення поверхні суші внаслідок коливальних рухів слід враховувати при проектуванні і експлуатації мостів, гребель, каналів, доріг, інших інженерних споруд на берегах водоймищ.

На території України сумарні амплітуди *вертикальних рухів* змінюються від +450 до -600 м на платформових ділянках та до +2000 м – у гірських районах.

Окрім вертикальних рухів земної кори, геофізичними та геодезичними методами фіксуються також і ***сучасні горизонтальні рухи*** земної кори, окремих її блоків вздовж ліній розломів. Горизонтальні сучасні рухи вивчаються геодезичним методом тріангуляції.

Значні (10÷20 мм/рік) горизонтальні зміщення зафіксовані в районі Кривого Рогу та в інших місцях. На таких ділянках зміщуються дороги, підземні інженерні комункації, русла каналів, ярів, тощо.

Під впливом деформацій гірські породи можуть набувати різноманітних зігнутих форм, які називаються складками (пластичні деформації), або руйнуватися з утворенням тріщин, розломів, тощо (крихкі деформації). В першому випадку виникають ***складчасті***, або ***плікативні*** порушення, в другому – ***розривні***, або ***диз'юнктивні***.

Складчасті рухи, при яких суцільність верств не порушується, а змінюється лише форма їх залягання, призводять до утворення складок в товщах осадочних гірських порід. ***Складки*** є основним вираженням в природі плікативних порушень, під якими розуміють згини верстви гірських порід без розриву їх суцільності.

Виділяють два основні типи складок:

- ***антиклінальні***, в ядрі яких залягають древні породи;

- ***синклінальні***, де ядро складене молодшими породами в порівнянні з крилами (див. рис. 1.5).

Нерідко в місцях давніх антикліналей зустрічаються поглиблення, утворені внаслідок руйнування та винесення ослабленої породи. І навпаки, в нижній частині синкліналі породи напружені за рахунок стискаючих сил. При розробці таких порід часто трапляються раптові обвали стійких на перший погляд схилів і навіть викид уламків. Наявність дислокацій значно ускладнює інженерно-геологічні умови ділянок забудови.

Як правило, в таких випадках фундаменти однієї будівлі опираються на різні ґрунти, що може спричинити нерівномірні деформації. Похиле залягання пластів гірських порід передбачає небезпеку утворення зсувів.

Розривні тектонічні (або диз'юнктивні) порушення призводять до порушення суцільності верств і утворення різних дислокацій (розривів).

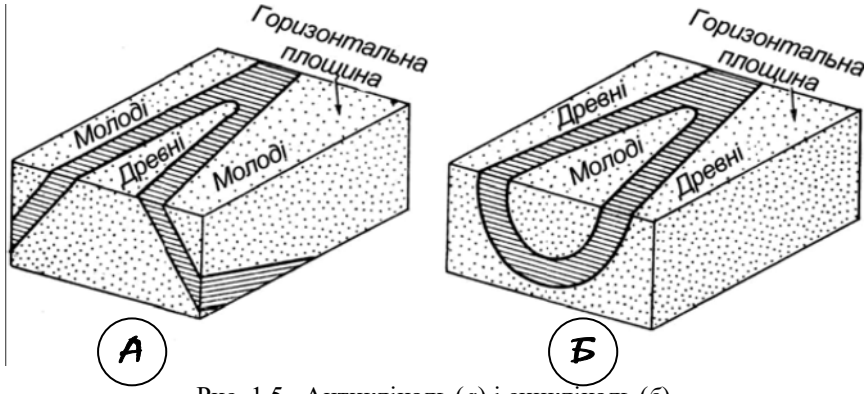


Рис. 1.5. Антикліналь (*а*) і синкліналь (*б*)

Розривні рухи завжди супроводжуються зміною первісного залягання гірських порід – розривними рухами. Таким рухам передує повільно спливаючий процес перерозподілу напруг в земній корі, в результаті якого проявляються зони підвищеної та пониженої напруг. Коли ці напруги перевищують міцність масивів гірських порід, починаються розривні (дислокаційні) рухи, спочатку у формі пластичного деформування, а потім – розривних деформацій, які й порушують суцільність масивів. Особливо неоднорідні поля напруг виникають в масивах гірських порід з неоднорідною будовою та анізотропією властивостей.

Величини вказаних напруг можуть визначатися за формулами (1.1)÷(1.3):

$$\sigma_{xx} = \frac{-\mu \times b}{2\pi(1-\nu)} \times \frac{y \times (3x^2 + y^2)}{(x^2 + y^2)^2}; \qquad (1.1)$$

$$\sigma_{yy} = \frac{-\mu \times b}{2\pi(1-\nu)} \times \frac{y \times (x^2 - y^2)}{(x^2 + y^2)^2}; \qquad (1.2)$$

$$\tau_{xy} = \frac{-\mu \times b}{2\pi(1-\nu)} \times \frac{x \times (x^2 - y^2)}{(x^2 + y^2)^2}, \qquad (1.3)$$

де μ – модуль зсуву ґрунту;

b – вектор Бургера;

μ – коефіцієнт Пуассона;

x і y – декартові координати.

До ***розривів без зміщення*** належать лінійно витягнуті тектонічні тріщини, які часто зустрічаються в ядрах лінійних складок, а також радіальні і концентричні тріщини на куполоподібних підняттях. За кутом нахилу їх поділяють на слабопохилені (з кутом нахилу < 5°), пологопадаючі (5°÷45°), крутопадаючі (45°÷80°) і вертикальні (80÷90°).

Розриви зі зміщенням характеризуються зміщенням гірських порід по тріщині розриву.

Особливу категорію розривних тектонічних структур утворюють ***глибинні розломи.*** Вони нерідко розчленовують всю літосферу на окремі блоки. Тривалість розвитку та існування таких розломів вимірюється геологічними періодами й ерами. Глибинні розломи утворюють в земній корі тріщини, по яких окремі блоки опускаються вниз, утворюючи провали, а інші піднімаються вгору, утворюючи виступи. Рух масивів гірських порід по вертикалі супроводжується зміщеннями, а по горизонталі – зсувами.

Окрему категорію розривних порушень утворюють зони ***глибинних розломів***. Вони характеризуються значним простяганням, потужністю та тривалим розвитком. На поверхні зона глибинного розлому може мати ширину в десятки кілометрів і складатися з серії дрібніших кулісоподібних розломів, між якими затиснуті блоки порід. (див. рис. 1.6, 1.7).

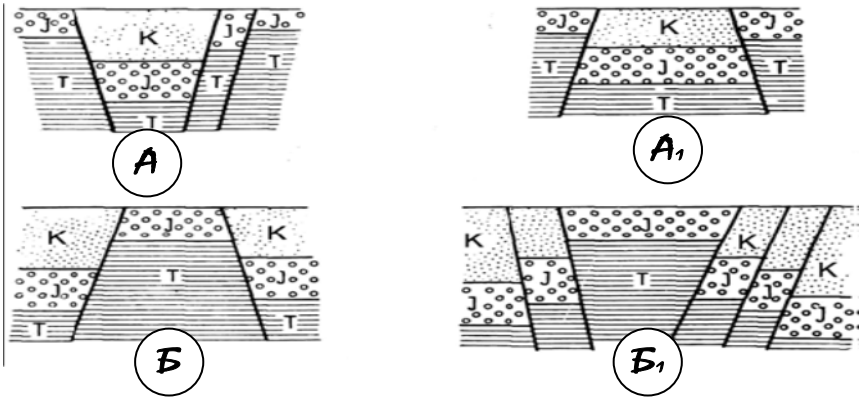


Рис. 1.6. Схема будови грабенів і горстів: *А, А1 – грабени: А – утворений скидами; А1 – утворений підкидами. Б, Б1 – горсти: Б – утворений скидами; Б1 – утворений підкидами*

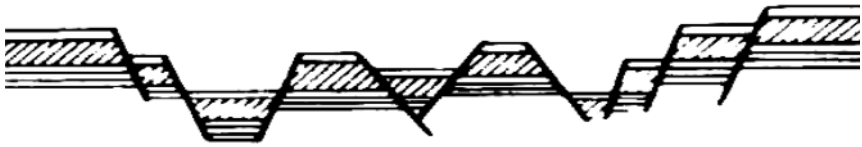


Рис. 1.7. Рифти, які складаються з системи грабенів і горстів

Вивчення сучасних рухів земної кори має велике практичне значення в містобудуванні. Особливо вздовж залізниць, нафто- і газопроводів, у місцях будівництва гідроелектростанцій і АЕС.

Вертикальні переміщення вивчаються, головним чином, методом повторного нівелювання через певні відрізки часу (5÷10 років). Про характер сучасних рухів тієї чи іншої ділянки земної кори можна судити на основі особливостей геоморфологічної будови та складу сучасних відкладів. Наприклад, ділянки, які інтенсивно піднімаються в сучасну епоху, характеризуються переважно більшими абсолютними позначками і інтенсивною розчленованістю поверхні молодими ярами і потоками, а ділянки, які опускаються, рівнішою, часто заболоченою поверхнею.

Розвиток екзогенних процесів багато в чому залежить від характеру новітніх та сучасних тектонічних рухів. Це може проявлятися в зміні траєкторії русел річок (меангруванні) та підмиванні берегів, літологічних особливостях заплавних відкладів. Різні амплітуди рухів в межах структурних елементів високих порядків впливають на зміну ступеню та характеру заболочування, викликають інтенсифікацію зсувних процесів.

При вивченні ділянок будівництва, реконструкції та переобладнанні існуючих будівель, необхідно виконувати комплексні інженерно-геологічні дослідження, ***обов'язково включаючи тектонічну складову.***

1.2.2. Підробка міських територій

Підроблювані території займають відносно невелику площу, але вони постійно збільшуються і є найкрупнішими центрами концентрації важкої промисловості, міст та інших населених панктів. Необхідність постійного видобутку підземних корисних копалин приводить до постійного розширення та інтенсифікації експлуатації підроблюваних територій.

Загальний об'єм руди, вугілля, інших корисних копалин, що видобуті підземним способом за 120 років в Україні, становить приблизно 13 млрд м^3. При цьому, об'єм порожнин, що утворилися в багато разів менший, так як після виїмки корисних копалин, породи що лежать вище, осідають і обрушуються. Зберігаються лише виробки, пройдені в міцних породах чи закріплені штучно. Загальна кількість їх в Україні становить орієнтовно 2100 одиниць, загальна довжина 1300 км, а об'єм – 32 млн м^3.

Ще одна група підземних порожнин утворилась при міському підземному будівництві. Весь об'єм підземних міських споруд України складає 7 млн м^3. Із загальної кількості всіх підземних порожнин приблизно 1/5 розміщена під територіями крупних, середніх міст і населених пунктів.

Ці порожнини, являють потенційну загрозу аварій міських будівель сьогодні і в майбутньому. Перша зафіксована в Україні аварія, яка була спричинена підробкою основи, відбулася в кінці 20-х років XIX-го століття в Кривому Розі при обрушенні стелі підземної камери від видобування руди на невеликій глибині [11].

В Києві від техногенного нерівномірного осідання основи в зонах підземного будівництва було пошкодже-

но більше, як 40 багатоповерхових будівель.

У 1989 році внаслідок діяльності метрополітену сталося обрушення порталу будівлі Головпоштамту на Хрещатику.

Підземна виїмка вугілля здійснюється в Україні в Донецькому і Західно-Українському вугільних басейнах. В ряді районів шахтним методом добувають залізні і поліметалеві руди, інші корисні копалини. Встановлено, що в різних вугільних басейнах України відносні деформації зміщень земної поверхні неоднакові.

Геостійкість та експлуатаційна надійність міських будівель на підроблюваних територіях значною мірою залежать від розміщення об'єктів відносно напрямку гірничих робіт, а також вмілого застосування заходів захисту від впливу підробки території.

Особливу специфіку в експлуатаційну надійність підроблюваних територій вносять реологічні зміни ґрунтів, викликані переходом до розробки вугілля на великих глибинах, закриттям шахт з їх «мокрою» консервацією, збільшенням площ підроблюваних територій, значним розширенням меж зон обвалення ґрунтів. Поки-що немає однозначної відповіді на те, чи призвели ці зміни до зменшення, або навпаки – до збільшення експлуатаційної надійності таких основ. Закриття та затоплення водою шахт поставило нові задачі захисту міських територій від підтоплення.

Сюди можна віднести підземне будівництво у великих містах, яке вимагає врахування його наслідків при забудові й утриманні територій в зонах впливу підземних споруд, де пошкодження і деформації наземних будівель протікають майже так само, як і на підроблюваних територіях.

Як уже було відмічено, при розробці корисних копалин підземним способом, всередині гірських порід утворюються пустоти різних розмірів (виробки), які поступово заповнюються за рахунок обвалювання, зсувів або плавного прогину порід, розміщених над ними. При невеликих розмірах виробки процес зсуву порід може стабілізуватися в межах створеної арки обвалювання і не проявитися на земній поверхні. При великих розмірах виробки, наприклад при виїмці вугілля, цей процес поширюється знизу вверх аж до поверхні, створюючи тут чашоподібну впадину – ***мульду зсуву***.

Розміри мульд залежать від товщини виробленого пласту, кута його нахилу до горизонту α (кута падіння), розмірів виробки вздовж та впоперек пласту відповідно D_1 та D_2, радіусу кривизни земної поверхні R, фізико-механічних властивостей ґрунтів, технології ведення гірничих робіт, швидкості просування, і таке інше. Осідання земної поверхні може відбуватися підчас ведення гірничих робіт чи після їх завершення, і може продовжуватись впродовж декількох десятків років.

Тривалість процесу зрушення залежить від орієнтації виробок в підземному просторі, складу та міцності порід над виробкою, глибини розробки і географічного положення вугільного басейну. Наприклад, для Донбасу, при швидкості просування забою 30 метрів за місяць загальна тривалість процесу зміщення при глибині розробки 100 м складає приблизно 6 місяців, а при глибині 700 м – 2.5 року. Тривалість активної стадії з найбільшою інтенсивністю осідання становить від 2 до 12 місяців. Швидкість осідання складає не менше як 30÷50 мм за місяць залежно від кута нахилу пласту, що розробляється.

Якщо глибина розробки не перевищує 15-ти крат-

ної товщини виробленого пласту, то на поверхні землі утворюються ***провали***. При глибинах розробки до 40÷50-ти кратної товщини вироблених пластів на земній поверхні виникають ***тріщини***. При виїмці круто падаючих пластів (α > 45°) на земній поверхні по напрямку спадання пластів появляються ***деформації у вигляді уступів з тріщинами***.

Слід відмітити, що вплив виїмки вугілля на стан земної поверхні спостерігається навіть при глибині розробки 1000 і більше метрів (!).

В межах мульди зсуву кожна точка земної поверхні переміщується у вертикальному і горизонтальному напрямках (рис. 1.8, *а*).

Максимальні осідання спостерігаються в центральній частині мульди (1) і поступово зменшуються до її країв (максимальне осідання при повному обрушенні покрівлі досягає 50÷90% товщини виробленого пласту).

Відносні горизонтальні деформації (2) досягають найбільших значень на краях мульди зсуву (30% від величини максимального осідання), там же найсильніше проявляються нерівномірності вертикальних і горизонтальних деформацій.

При подальшому просуванні забою відповідно просувається і край мульди (3). Якщо на земній поверхні є будівлі, то у зв'язку з просуванням краю мульди, вони спочатку попадають під вплив випуклої його частини (вигинаються), а потім прогнутої – (прогинаються). При розробці круто падаючих пластів (кут α > 45°) горизонтальні переміщення точок земної поверхні можуть досягати великих величин і навіть перевищувати вертикальні деформації (осідання). В таких умовах підробки на земній поверхні з'являються тріщини і уступи, розміри

яких досягають декількох десятків сантиметрів (рис. 1.8, *б*).

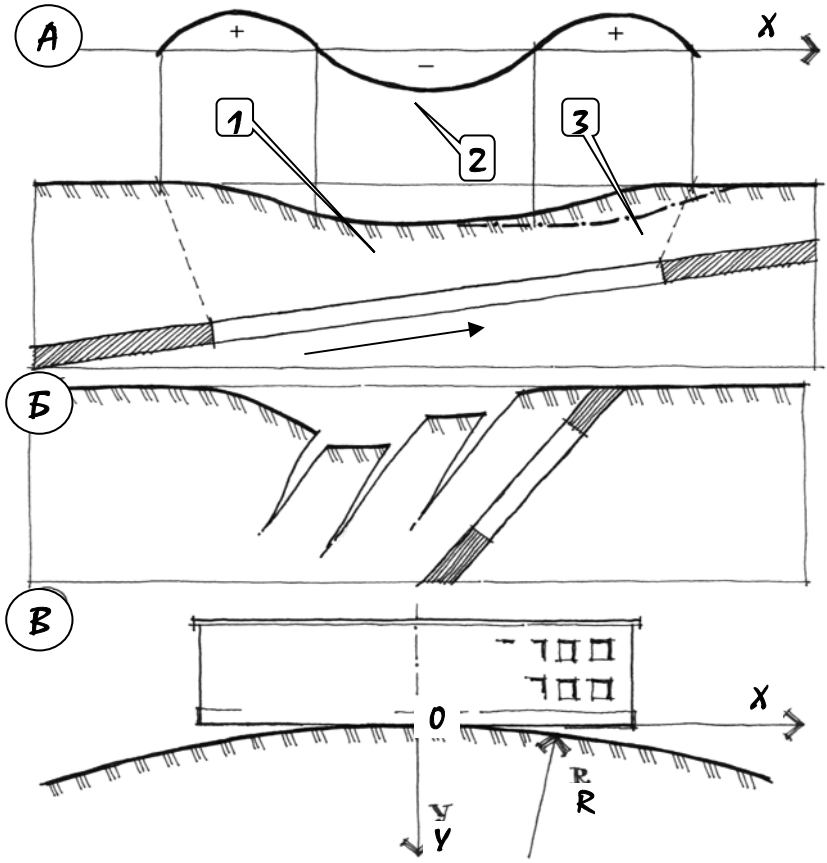


Рис. 1.8. Розрахункові схеми деформування земної поверхні підроблюваних територій: *а – схематичний вертикальний розріз товщі порід по напрямку руху забою при глибоких і пологих пластах корисних копалин; б – те саме, при круто падаючих пластах корисних копалин; в – розрахункова схема підробленої території для визначення осідань поверхні під будівлею; 1 – крива осідань земної поверхні; 2 – епюра відносних горизонтальних деформацій; 3 – крива просування краю мульди при просуванні забою*

На рис. 1.8, *а* наведений схематичний вертикальний розріз товщі порід по напрямку руху забою (пока-

зано стрілкою) при зсуві порід у формі прогину. Переміщення земної поверхні характеризуються кривою осідань (1) і епюрою відносних горизонтальних деформацій (2), де «***плюс***» означає розтягування, а «***мінус***» – стискання. Переміщення такого вигляду спостерігаються при розробці достатньо глибоко розміщених і пологих по відношенню до горизонту пластів корисних копалин.

В якості вихідних даних для проектування і експлуатації будівель на підроблюваних територіях необхідно знати наступні очікувані або прогнозовані деформації земної поверхні: $\boldsymbol{R}$ (км) – мінімальний радіус кривизни поверхні землі; $\boldsymbol{\varepsilon}$ (мм/м) – відносна горизонтальна деформація розтягування або стискання; $\boldsymbol{\eta}$ (мм) – осідання земної поверхні; $\boldsymbol{\xi}$ (мм) – горизонтальне зміщення (зсув); $\boldsymbol{i}$ (мм/м) – нахил; $\boldsymbol{H}$ – глибина залягання вугільного пласту; $\boldsymbol{h}$ (мм) – висота уступу (при ступеневій мульді); $\boldsymbol{m}$ – потужність виробленого пласту (при закладці виробленого простору замість $\boldsymbol{m}$ в розрахунках використовують ефективну потужність пласту $\boldsymbol{m_e}$:

$$\boldsymbol{m_e = (h_к + h_н) \times (1 - B_1) + B_1 \times m}), \qquad (1.4)$$

де $\boldsymbol{h_к}$ – конвергенція (зближення) покрівлі з поверхнею до зведення закладки, при відсутності даних приймається $\boldsymbol{h_к = 0.15m}$;

$\boldsymbol{h_н}$ – неповнота закладки, тобто відстань від верху закладеного масиву до покрівлі пласту;

$\boldsymbol{B_1}$ = (0.05÷0.50) – коефіцієнт усадки закладки.

Вказані розрахункові значення деформацій земної поверхні вираховуються за формулами (1.4)÷(1.10) [12–15].

Розрахунковий радіус кривизни земної поверхні:

$$R = \frac{0.30}{k_R \times cos\alpha \times \sqrt{K_1^2 + K_2^2 + \cdots + K_n^2}}, \qquad (1.5)$$

де k_R – коефіцієнт, який характеризує максимальний радіус кривизни земної поверхні для гірничо-геологічних умов вугільного басейну;

α – кут падіння виробленого пласту, (град.);

$K_1 = m_1/H_1$; $K_2 = m_2/H_2$;… $K_n = m_n/H_n$ – коефіцієнти, які характеризують глибини залягання пластів.

Розрахункові горизонтальні деформації земної поверхні вздовж виробленого пласту:

$$\varepsilon = 0.70 \times cos^2\alpha \times k_\varepsilon \times \sqrt{K_1^2 + K_2^2 + \cdots + K_n^2}, \qquad (1.6)$$

де k_ε – коефіцієнт, який характеризує максимальні горизонтальні деформації земної поверхні для гірничо-геологічних умов вугільного басейну.

Розрахункові горизонтальні деформації земної поверхні впоперек виробленого пласту:

$$\varepsilon = 0.70 \times (cos^2\alpha + sin2\alpha) \times k_\varepsilon \times \sqrt{K_1^2 + K_2^2 + \cdots + K_n^2}, \qquad (1.7)$$

Розрахункові осідання земної поверхні:

$$\eta = (0.8 \div 0.9) \times k_\eta \times (m_1 + m_2 + \ldots + m_n), \qquad (1.8)$$

де k_η – коефіцієнт, який характеризує максимальне осідання земної поверхні для гірничо-геологічних умов вугільного басейну;

$m_1 + m_2 + \ldots + m_n$ – потужності розроблених пластів.

Розрахункові горизонтальні зсуви земної поверхні вздовж виробленого пласту:

$$\xi = 0.30 \times cos\alpha \times k_\xi \times \sqrt{m_1^2 + m_2^2 + \ldots + m_n^2}, \qquad (1.9)$$

де k_ξ – коефіцієнт, який характеризує максимальний зсув земної поверхні для гірничо-геологічних умов вугільного басей-

ну;

$m_1 + m_2 + \ldots + m_n$ – потужності розроблених пластів.

Розрахункові горизонтальні зсуви земної поверхні впоперек виробленого пласту:

$$\xi = (0.30 + tg\alpha) \times \cos\alpha \times k_\xi \times \sqrt{m_1^2 + m_2^2 + \ldots + m_n^2} \,. \quad (1.10)$$

Розрахункові нахили земної поверхні:

$$i = \pm 2 \times \cos^2\alpha \times k_i \times \sqrt{K_1^2 + K_2^2 + \cdots + K_n^2} \,, \quad (1.11)$$

де k_i – коефіцієнт, який характеризує максимальний нахил земної поверхні для гірничо-геологічних умов вугільного басейну.

За значеннями ***відносних горизонтальних деформацій*** ε визначаються розтягуючі або стискаючі зусилля, які діють на підземну частину будівель.

Нахил i враховується при експлуатації високих будівель, у яких переміщення центру ваги може викликати появу додаткового нахилу будівлі і зусиль в конструктивних елементах і в основі.

Максимальні прогнозовані осідання η ***і горизонтальне зміщення*** ξ земної поверхні при розрахунках будівель на міцність не використовуються, але вони необхідні для прогнозів деформацій підземних комунікацій і зміни рівня ґрунтових вод.

Точність існуючих способів визначення деформацій земної поверхні змінюється в широких межах: осідання η – 30%, нахил i – 60%, відносні горизонтальні деформації ε (розтягування-стискання) – 60% і таке інше. Тому при проектуванні та експлуатації міських будівель враховуються розрахункові значення деформацій, які одержані множенням очікуваних або прогнозованих деформацій на відповідні коефіцієнти перенавантаження, відповідно для осідання η, горизонтального

зміщення ξ, нахилу i, відносних горизонтальних деформацій розтягування–стискання ε, кривизни ρ, уступу h [15].

При вигинах підробленої поверхні, користуючись відомим канонічним рівнянням параболи $X^2=2R\times Y$, вираховують вертикальне переміщення будь-якої точки земної поверхні відносно осі $0x$ (рис. 1.8, *в*). При цьому вершина параболи 0 суміщається з центральною віссю будівлі. Для спрощення розрахунків приймається, що поверхня краю плавної мульди має вид параболічного циліндра, у вершині якого радіус кривизни рівний R:

$$y_\rho = \frac{n_\rho \times m_\rho \times x^2}{2R}, \qquad (1.12)$$

де m_ρ – коефіцієнт умов роботи;

x – відстань від точки, що розглядається, до центральної осі будівлі або її відсіку.

Різниця переміщень Δy двох точок основи будівлі, яка є наслідком кривизни земної поверхні, визначається за формулою:

$$\Delta y_\rho = n_\rho \times m_\rho \times \frac{x_2^2 - x_1^2}{2R}, \qquad (1.13)$$

де x_1 , x_2 – відстань від точок основи, що розглядається, до відповідної центральної осі будівлі.

Різниця переміщень Δy_i двох точок основи будівлі, що виникає внаслідок рівномірного нахилу i земної поверхні, визначається за формулою:

$$\Delta y_i = n_i \times m_i \times i \times (x_2 - x_1). \qquad (1.14)$$

Кут нахилу у будь-якій точці основи i_ρ, що є наслідком деформації земної поверхні, визначається за формулою:

$$i_\rho = \pm n_\rho \times m_\rho \times \frac{x}{R}. \qquad (1.15)$$

Схему горизонтальних переміщень земної поверхні приймають у вигляді лінійних трикутних епюр з нульовою точкою, розташованою в центрі будівлі (рис. 1.9).

Переміщення будь-якої точки ***i*** основи відносно відповідної центральної осі будівлі (відсіку), що викликане горизонтальними деформаціями розтягування-стискання, визначається за формулою:

$$\Delta l_i = \pm n_\varepsilon \times m_\varepsilon \times \varepsilon \times x. \qquad (1.16)$$

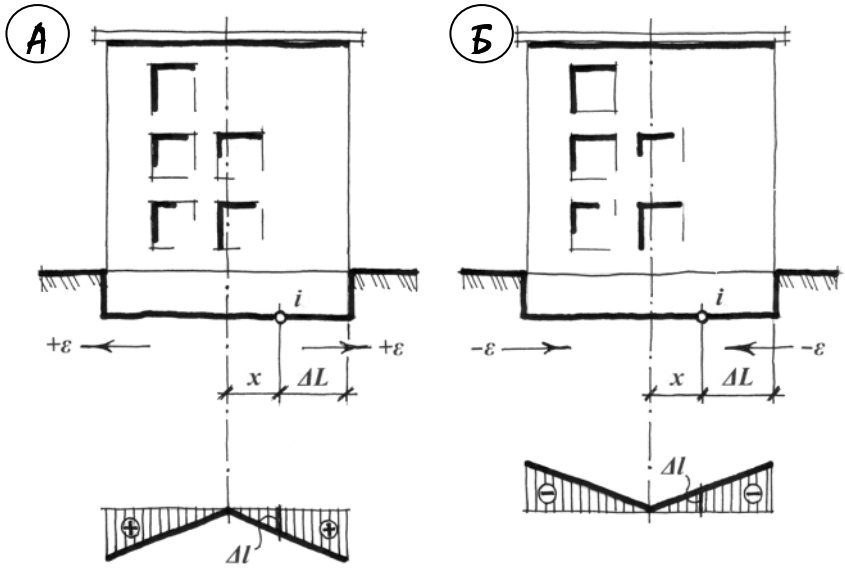


Рис. 1.9. Схеми розрахунку переміщень точок земної поверхні під впливом горизонтальних деформацій: *а* – розтягування; *б* – стискання

Що стосується ступеневої мульди, то розміщення уступів в плані визначається, або шляхом трасування їх з сусідніх ділянок земної поверхні, де вони утворилися під час підробки, або шляхом візуальних спостережень. В інших випадках умовно приймається, що уступ виникає під будівлею в самому невигідному по міцності і деформативності конструктивної схеми місці.

Окрім наведених вище величин зрушень і дефор-

мацій земної поверхні вираховують також орієнтовне значення загальної тривалості процесу зрушень:

$$T = 1.4 \times \frac{H}{c}, \qquad (1.17)$$

де H – середня глибина розробки, м;

c – швидкість розробки лави, м/міс.

Підроблювані території, ***на яких не утворюються уступи,*** залежно від відносних горизонтальних деформацій $\pm\varepsilon$, (мм/м), радіуса кривизни земної поверхні $\pm R$, (км), нахилу земної поверхні $\pm i$, (мм/м) діляться на групи ***I***, ***II***, ***III*** і ***IV***, а підроблювані території, на яких при виїмці крутопадаючих вугільних пластів утворюються уступи, – на групи ***Iк***, ***IIк***, ***IIIк*** і ***IVк*** залежно від очікуваної висоти уступу h, (мм) [15].

Якщо відносні горизонтальні деформації $\varepsilon \leq 1.0$ мм/м або радіус кривизни $R \geq 20$ км, а нахил $i \approx 0$, то ніяких заходів захисту будівель, споруд, інженерних мереж від шкідливого впливу підземних виробок не передбачають.

Якщо деформації земної поверхні за прогнозом більші, ніж у ***першій групі***, то будівництво на таких територіях не раціональне, а експлуатація і утримання уже існуючих будівель вимагає великих матеріальних затрат.

1.2.3. Структурно нестійкі основи. Неоднорідність

Основам міських будівель в умовах їх природного залягання майже завжди притаманна значна неоднорідність за складом і властивостями, обумовлена умовами геологічного формування ґрунтів і реологічними змінами. Неоднорідність основи характеризується вклинюванням шарів, лінзоподібним заляганням різних ґрунтів, неоднаковою товщиною шарів ґрунту, нерівномірним

розподілом в ґрунті різноманітних включень [16–18].

З точки зору експлуатаційної надійності міських будівель доцільно розглядати наступні основні випадки структурно нестійких основ ***внаслідок неоднорідності*** (див. табл. 1.6).

Стиснутий шар на жорсткій підоснові. Теоретичних рішень загального порядку ще немає, – досліджені окремі випадки. Для вивчення складних нашарувань є наближені методи. Досліджена теоретично найповніше основа, яка складається зі стиснутого шару, що підстеляється жорсткою нестисливою підосновою. Картина розподілу напружень виявляється залежною не тільки від товщини і властивостей стиснутого верхнього шару, але також від умов на контакті з підосновою.

Досліджені два крайні випадки:

а) на контактній поверхні зовсім немає тертя;

б) стиснутий шар, внаслідок великої шершавості поверхні жорсткої підоснови, не може зміщуватися відносно неї.

Вирази для них одержані достатньо складного вигляду. Розглянемо цікаві наслідки. При жорсткій підоснові напруження концентрується сильніше, ніж в однорідному масиві. Неможливість зсувів по контакту збільшує розсіюючу здатність стиснутого шару. Звідси можна зробити і зворотній висновок, що якби верхній жорсткіший шар підстелявся податливим, то напруження розсіювалися б на більшу ширину, а на контакті напруження було б меншим, ніж в однорідному масиві.

Пласт з гнучким прошарком. Товща однорідного ґрунту пересікається тонким прошарком. Тонкий гнучкий прошарок, як правило, не вносить суттєвих змін в напружено-деформований стан (НДС) всієї основи і наявністю його майже завжди можна знехтувати.

Будь-яка шарувата основа. Дослідження шаруватої

основи виконують наближено. Найпростіше це робиться за методом кутового розсіювання. Величину кута розсіювання приймають рівною куту внутрішнього тертя. При визначенні напружень на покрівлі будь якого пласту, враховують розсіюючу роль верхніх пластів для корисного навантаження і без верхніх пластів приймають рівномірно розподіленим постійним навантаженням.

Можна визначати напруження за методом К.Е. Єгорова для двошарової основи, розглядаючи два сусідніх шари, або за методом Н.А. Цитовича, приводити шарувату основу до суцільної з опосередкованими характеристиками приймаючи, що напруження по глибині розсіюються по трикутній епюрі [19–21].

Нерівномірно стисливі основи. Неоднакова товщина шарів ґрунту, які складають основу, є однією з причин нерівномірних осідань. Нерівномірна стисливість основи може бути також наслідком нерівномірної структури деяких пластів. В цьому відношенні особливо уважно слід вивчати райони льодовикового і післяльодовикового періодів, – у відкладах цього часу зустрічаються лінзи ґрунтів, які значно вологіші за основну масу.

До цієї ж групи аномалій можна віднести випадки, коли на порівняно рівній ділянці знаходяться лінзи постороннього ґрунту, які при дослідженні виявляються пізнішим заповненням історичної западини чи озерця, наприклад поховані прошарки замуленого торфу (центр м. Львова), який, як відомо, сам по собі є нерівномірно стисливим, і товщина прошарків у більшості випадків дуже різноманітна. Нерівномірна стисливість верхнього пласту може появитися внаслідок неправильного проектування і, як наслідок, невдалих будівельних заходів або упущень.

Можливі пошкодження ґрунту застійною водою, будівельними механізмами, морозом. Відомі випадки,

коли під дією застійної води пилувато-глинисті ґрунти дна котловану перетворювались в густу мулоподібну пасту глибиною до 2.0 м, або коли ритмічним покачуванням екскаватора глинистий ґрунт розріджувався на глибину до 0.7÷1.0 м.

Інколи нерівномірна стисливість основи може бути уявною (не справжньою). Така нерівномірність може виникнути внаслідок того, що будівля на слабкому ґрунті будується в декілька етапів. Кожна з ділянок буде мати деформації, що наростають по своїй кривій.

Основа з клиноподібним ґрунтовим пластом. Якщо нижні глибокі пласти володіють меншою стисливістю порівняно з вищими, то їхнім впливом на загальну картину НДС основи можна знехтувати.

У випадку, коли стисливішим є нижній шар, можна дещо вирівняти осідання, змінюючи величину тиску на ґрунт. Для цього необхідно ширину фундаментів робити найменшою в зоні, де товща стисливого ґрунту найменша, і найбільшою – де товща стисливого ґрунту досягає найбільшої величини. Однак при цьому, проблемою є точність визначення стисливості основи.

Основа з вигнутим (кривизною вверх) або прогнутим (кривизною вниз) пластом. У випадку, коли верхній шар стисливіший за нижній, при вигнутому пласті будівля вигнеться, при прогнутому нижньому пласті – прогнеться. Якщо різниця осідань виявиться більша за допустиму, то для попередження пошкоджень будівель можна прийняти різне заглиблення фундаментів. Достатньо ефективним є також розрізання осадочними швами будівлі на окремі блоки, давши можливість кожному з них самостійно осідати. При цьому треба мати на увазі, що при вигині основи осадочні шви можуть розкриватися у верхній частині будівлі, а крайні ділянки її можуть

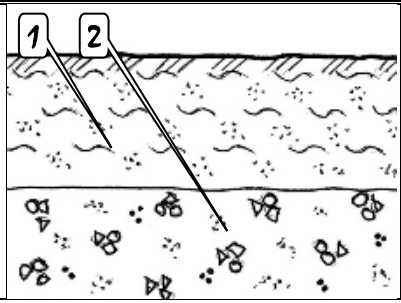
мати тріщини; при прогині основи осадочні шви можуть закриватися у верхній частині будівлі.

Основа з нерівномірно стисливим прошарком. Принципові положення для проектування в цьому випадку однакові, незалежно від розміщення прошарку – на поверхні чи в товщі ґрунтової основи. Складність вирішення задачі попередження пошкоджень будівлі заключається в тому, що ні ступінь нерівномірності, ні характер нерівномірної стисливості установити, як правило, не вдається.

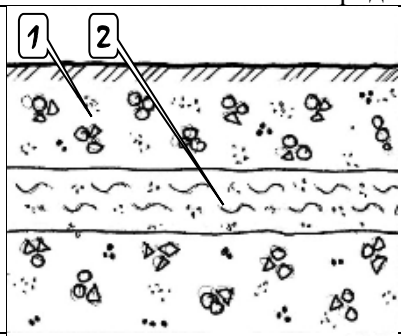
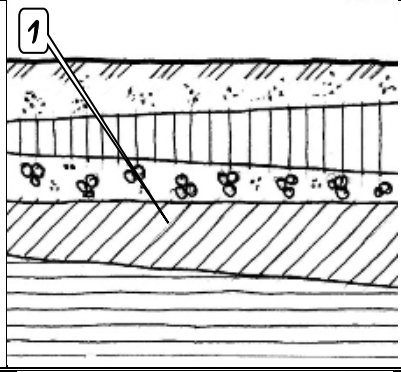
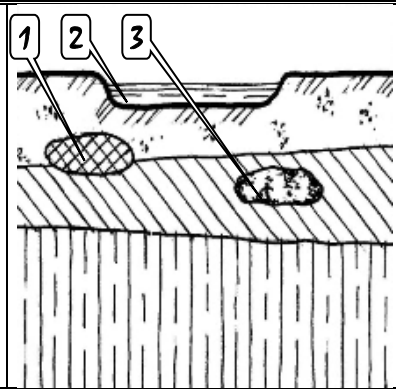
Щоб захистити будівлю, можна залежно від загальних співвідношень, надати будівлі максимально можливу гнучкість з таким розрахунком, щоб будівля могла вільно пристосовуватися до деформацій основи, зробити будівлю настільки жорсткою, щоб сама будівля могла вирівнювати нерівномірності основи або зменшити деформативність основи і таким чином мати середнє рівномірне осідання.

Таблиця 1.3

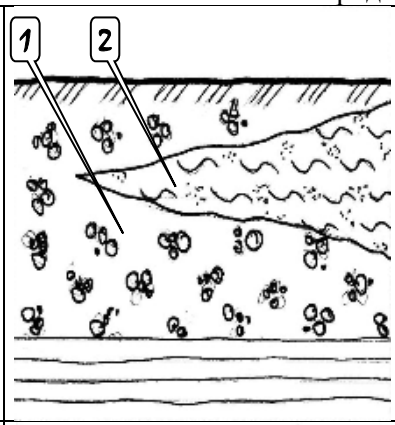
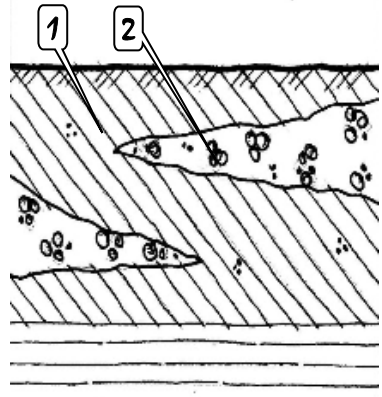
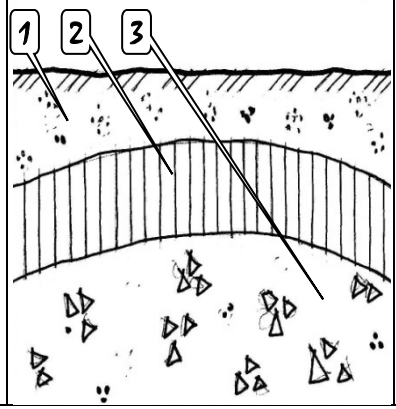
Класифікація видів структурно нестійких основ внаслідок неоднорідності

№ з/п	Випадки структурно нестійких основ	Ескіз вертикального розрізу ґрунтової товщі	Позначення
1	2	3	4
1	**Стиснутий шар на жорсткій підоснові**		1 – стисливий шар ґрунту; 2 – жорстка не стислива підоснова

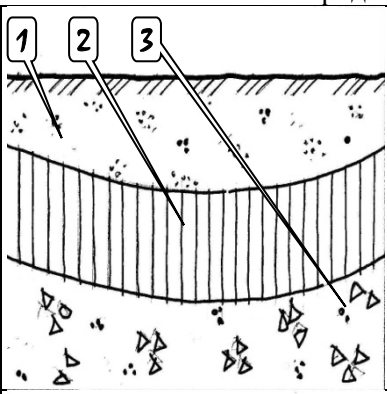
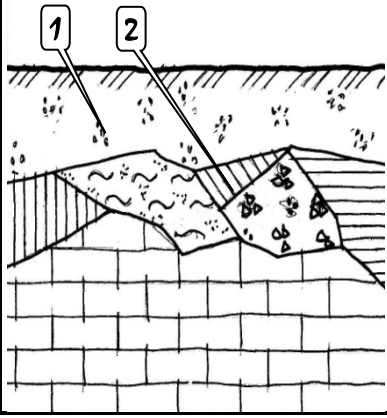
продовження табл. 1.3

2	**Пласт з гнучким прошарком**		1 – однорідний шар ґрунту; 2 – тонкий гнучкий прошарок
3	**Будь-яка шарувата основа**		1 – однорідний шар ґрунту
4	**Нерівномірно стисливі основи**		1 – лінза органічного, сильно зволоженого ґрунту; 2 – застійна вода; 3 – посторонній ґрунт (валуни, камінь)

продовження табл. 1.3

5	**Основа з клиноподібним ґрунтовим пластом**		1 – однорідний шар ґрунту; 2 – клиноподібний ґрунтовий пласт
6	**Основа із зустрічними клиноподібними ґрунтовими пластами**		1 – однорідний шар ґрунту; 2 – зустрічний клиноподібний ґрунтовий пласт
7	**Основа з вигнутим (кривизною вверх) пластом**		1 – верхній стисливий шар; 2 – вигнутий (кривизною вверх) ґрунтовий пласт; 3 – нижній однорідний шар

продовження табл. 1.3

8	**Основа з прогнутим (кривизною вниз) пластом**		1 – верхній стисливий шар; 2 – прогнутий (кривизною вниз) ґрунтовий пласт; 3 – нижній однорідний шар
9	**Основа з нерівномірно стисливим прошарком**		1 – однорідний шар ґрунту; 2 – нерівномірно стисливий прошарок

1.2.4. Структурно-нестійкі основи. Просідання лесових ґрунтів

Леси, лесоподібні суглинки, глини, пилуваті супіски, маловологі структурні піски, деякі види насипних ґрунтів при замочуванні здатні зменшувати структурну міцність. Дія власної ваги і навантажень на структурно нестійкі ґрунти викликає деформації, що швидко протікають і проявляються на контакті з фундаментом чи вільній земній поверхні у вигляді додаткових просідань. В

нормальних природних умовах при малій вологості ці ґрунти володіють значною міцністю і є надійною основою міських будівель. У випадку додаткового зволоження ґрунту до так званої критичної вологості, виникають просідання, що супроводжується нерівномірними осіданнями будівель або осіданням поверхні землі.

Райони з просадковими ґрунтами носять «острівний» характер, але загалóм займають значні площі в Україні – до 85%(!) території країни (див. рис. 1.10).

Розпізнавальними ознаками просадкових (переважно лесових) ґрунтів є:

- палевий, здебільшого світло-жовтий або світло-коричневий колір;
- можливість у маловологому стані утримувати майже вертикальний схил;
- однорідність (більш, як 50% часток мають розміри 0.05÷0.005 мм);
- недоущільненність (через наявність макропор, вертикальних канальців, вапна, гіпсу і останків рослин;
- швидке розмокання у воді, велика водопроникність, після водонасичення і дії ударних або вібраційних навантажень властивість перетворення в пливуни;
- максимальний вміст легко- та середньорозчинних солей в найменш вологих горизонтах;
- перевага пилуватих фракцій (до 50%) і незначний (до 20%) вміст глинистих часток;
- однорідність гранулометричного складу.

Лесові просадочні ґрунти мають характерні показники фізичних властивостей порівняно з показниками звичайного непросадкового ґрунту. Можна відзначити невелику щільність $\boldsymbol{\rho}$ = 12.5÷15.5 кН/м^3, низьку вологість $\boldsymbol{W}$ = 0.1÷0.2, значну пористість $\boldsymbol{e}$ ≤ 60% і ступінь вологос-

ті $S_r \leq 0.8$. За числом пластичності ($I_L = 0.01 \div 0.22$) лесовий ґрунт найчастіше належить до супіску або суглинку.

Додаткове зволоження лесового ґрунту призводить до значного зменшення модуля деформації E (кПа), кута внутрішнього тертя φ (градуси), коефіцієнта зчеплення c [22–32].

Конфігурація області деформацій залежить від форми джерела замочування і текстури ґрунтів, тобто взаємного розміщення часток і агрегатів. Під точковим джерелом в однорідному масиві утворюється купол підземної води.

Водоопірні шари, що виклинюються, закріплені штучні масиви, пальові фундаменти вносять в поле деформацій збурення і область деформацій стає асиметричною. На територіях міст і промислових підприємств з великим водоспоживанням порушується природна рівновага між інфільтрацією і випаровуванням, проходить додаткове штучне живлення просадкової товщі з різних джерел. Техногенні води можуть залягати у вигляді окремих куполів, злиття яких утворює новий водоносний горизонт.

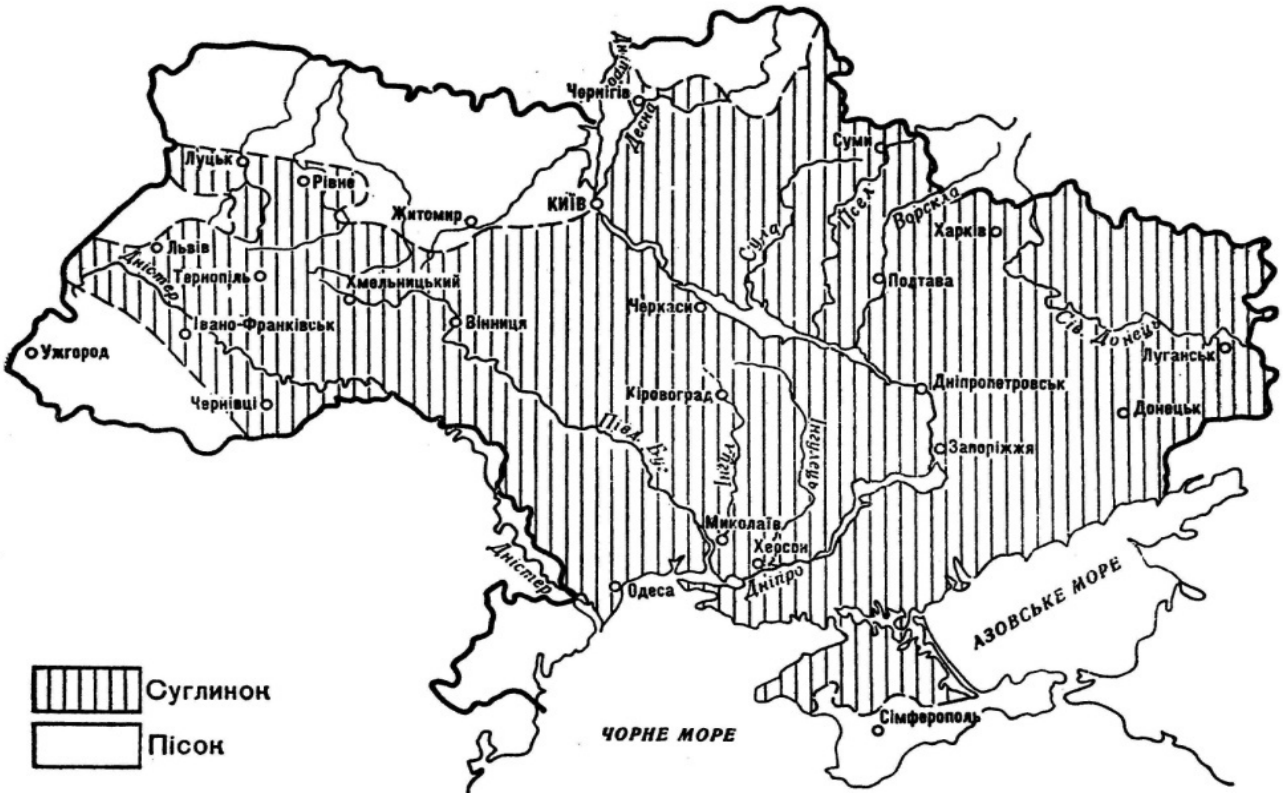


Рис. 1.10. Карта поширення лесових ґрунтів на території України

В межах міської забудови швидкість техногенного підвищення рівня ґрунтових вод коливається від 0.5 до 3.0 м/рік. Згідно авторських спостережень рівень ґрунтових вод у центральній частині м. Рівного за 20 років збільшився на 2.8÷3.5 м. Не рідкі випадки, коли на площадках, де до початку будівництва ґрунтові води не були виявлені, через декілька років їх рівень піднімався до підошви фундаментів.

Необхідно відмітити, що застосування інженерних заходів ліквідації просадкових властивостей ґрунтів і (або) прорізання просадкових товщ не завжди гарантує експлуатаційну надійність міських будівель. Багатьма дослідженнями встановлено, що просідання лесових ґрунтів від власної ваги впливає на закріплені масиви ґрунту, палі та опори. Внаслідок сил тертя і щеплення лесовий ґрунт природної структури при просіданні від власної ваги додатково донавантажує палі, опори чи закріплені масиви ґрунту, в результаті чого виникають додаткові деформації основ під будівлями. ***Це необхідно враховувати при проектуванні та експлуатації мських будівель на просадкових територіях.***

Масштабне техногенне підняття рівня ґрунтових вод в більшості міст України, (в тому числі, внаслідок нових підходів до реконструкції міської забудови), призводить до негативних реологічних змін інженерно-геологічної ситуації міських територій на просадкових ґрунтах. Внаслідок обводнення частково знизилась ступінь безпеки від просідання, але виникла додаткова загроза інтенсифікації зсувних, суфозійних та сейсмічних процесів. Як і у випадку з підроблюваними територіями, це явище також недостатньо досліджене.

Всі просадкові ґрунти за характером деформування

діляться на два типи [28–30]:

I тип. Ґрунти, для яких просідання $S_{sl.p}$ відбувається, в основному, в межах деформованої зони основи від експлуатаційного і (або) зовнішнього навантаження, а просідання $S_{sl.g}$ від власної ваги ґрунту практично відсутнє, або не перевищує 50 мм.

II тип. Ґрунти, для яких разом з просіданням від експлуатаційного навантаження в нижній частині просадкової товщі можливе просідання від власної ваги більше за 50 мм. Тип ґрунтів в кожному конкретному випадку визначається шляхом натурних випробувань при зволоженні і постійному тиску p = 0.3 МПа.

Основними характеристиками просадкових ґрунтів, які визначають їх деформативні властивості, є: тип ґрунтових умов за просадковістю (***I***, або ***II***); відносна просадковість ε_{sl}; початковий просадковий тиск p_{sl}; критична просадкова вологість W_{sl}; модуль деформації ґрунту природної вологості E, у водонасиченому стані E_{ω} і в стані неповного зволоження E_{eq}; коефіцієнт мінливості стисливості основи α; питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя просадкового ґрунту природної вологості c і φ, у водонасиченому стані c_{ω} і φ_{ω} та в стані неповного зволоження c_{eq} і φ_{eq}.

Відносна просадковість ε_{sl} використовується для загальної оцінки просадкових властивостей ґрунтів і для визначення можливого просідання основи. Ґрунти вважаються просадковими, якщо $\varepsilon_{sl} \geq 0.01$.

Початковий просадковий тиск p_{sl} використовується для визначення тиску на ґрунт, при якому просідання його від ваги будівлі не буде проявлятись. Відносна про-

садковість ε_{sl} при цьому менша за 0.01 (1.0%).

Критична просадкова вологість W_{sl} використовується при оцінці можливості проявлення просідання ґрунтів від власної ваги при підвищенні їх вологості W.

При експлуатації міських будівель на просадкових ґрунтах необхідно враховувати можливість підвищення їх вологості внаслідок наступних факторів:

- *замочування ґрунтів* – зверху із зовнішніх джерел або знизу при підйомі рівня ґрунтових вод;
- *поступового накопичення вологи в ґрунті* у зв'язку з інфільтрацією поверхневих вод та екрануванням замощуваної поверхні;
- *одночасного замочування* ґрунтів зверху і *поступового накопичення вологи* в ґрунті.

З точки зору експлуатаційної надійності міських будівель просадкові деформації доцільно розподіляти на такі види (див. рис. 1.11 і 1.12):

- *просідання фундаментів* $S_{sl.p}$ *від експлуатаційного навантаження*, яке відбувається в межах деформованої зони (*I*), що розміщується від підошви фундаменту до глибини, на якій сумарні вертикальні тиски від навантаження фундаменту і власної ваги рівні початковому просадковому тиску p_{sl};
- *максимальне просідання ґрунтів від власної ваги* $S_{sl.g}^{max}$, яке відбувається в нижній частині просадкової товщі $h_{sl.g}$ при замочуванні площі шириною $B_\omega \geq H_{sl}$ (рис. 1.12, *б*);
- *можливе просідання ґрунтів* $S_{sl.g}$ *від власної ваги*, яке проявляється в межах товщі $h_{sl.g}$ при $B_w < H_{sl}$;
- *горизонтальне переміщення* U_{sl}, яке виникає при просіданні ґрунтів від власної ваги в межах криволінійн-

них ділянок просідання ґрунту (рис. 1.12, *в*).

Можливе просідання поверхні ґрунту $S_{sl.g}$ включає тільки дві криволінійні ділянки ***r.*** Горизонтальні переміщення поверхні ґрунту при максимальному просіданні характеризуються наявністю ділянок горизонтального ущільнення (рис. 1.12, *в*), розрихлення і нейтральної ділянки, яка при можливому просіданні $S_{sl.g}$ відсутня.

В практиці експлуатації міських будівель бувають випадки, коли будинки, які споруджувалися багато років тому і не мали пошкоджень несучих конструкцій, зазнавали значних деформацій після того, як під час реконструкції їх обладнували водонесучими комунікаціями. Аварійні витоки з таких комунікацій стають причиною замочування ґрунту, а через деякий час і розвитку деформацій несучих конструкцій.

Необхідно відмітити, що просадкові явища інколи спостерігаються і при замочуванні деяких видів піщаних ґрунтів, наприклад, дрібних кварцево-палевошпатових пісків. Такі ґрунти просідають при динамічних навантаженнях, причому просідання часто протікає миттєво і визначається величиною динамічного навантаження та властивостями піщаного ґрунту.

Визначення просідань таких ґрунтів від динамічних навантажень вивчено значно менше, ніж визначення їх від статичних навантажень.

При просадкових деформаціях поверхня ґрунту осідає, утворюючи так звану просадкову лійку (рис. 1.12, *б*). При цьому відбуваються вертикальні $S_{sl.g}$ і горизонтальні U_{sl} переміщення ґрунту, утворюється нахил ***i*** та деяка кривизна його поверхні.

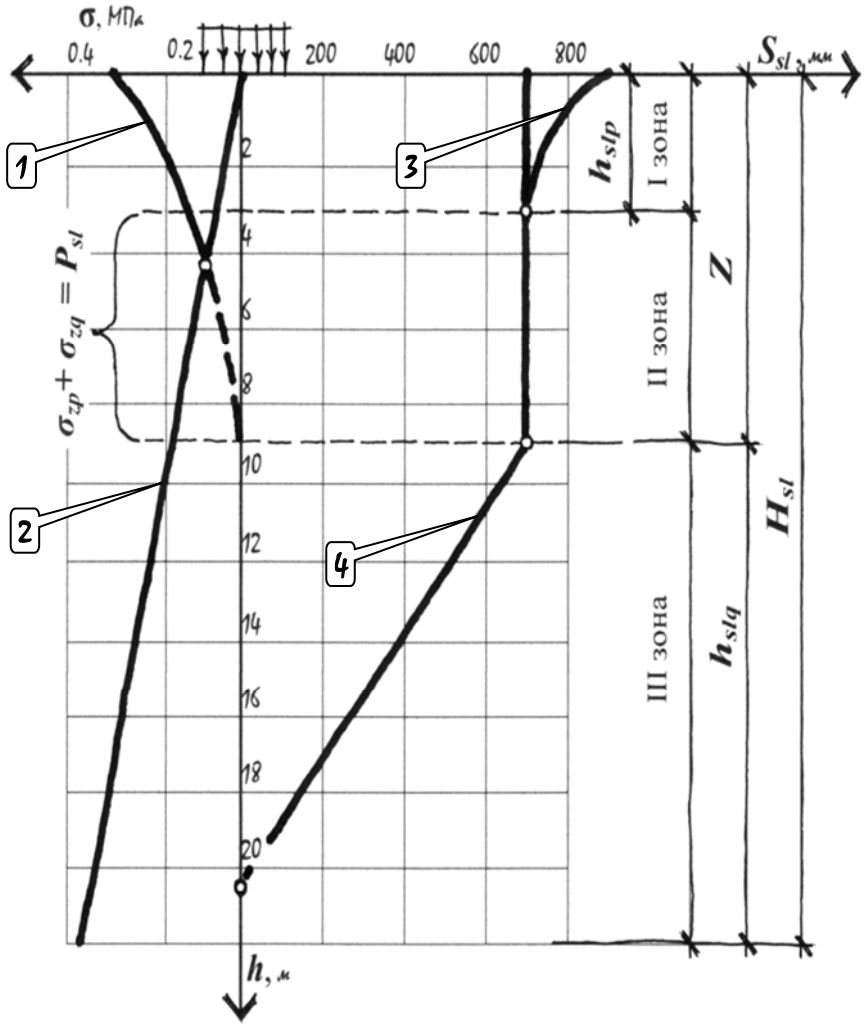


Рис. 1.11. Зони деформування просадкового ґрунту в основі фундаменту: *I – деформована зона; II – нейтральна зона; III – зона просадки ґрунту від власної ваги; (1) – епюра вертикальних тисків від навантаження фундаменту; (2) – епюра вертикальних тисків від власної ваги ґрунту; (3) – епюра просадки ґрунту від навантаження фундаменту; (4) – епюра просадки ґрунту від власної ваги*

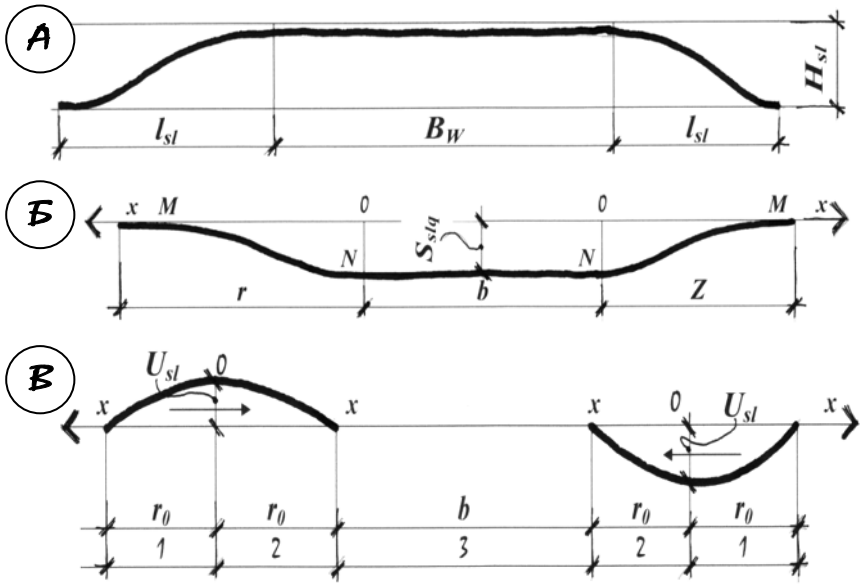


Рис. 1.12. Загальний характер розвитку деформацій на замоченій площі (*а*), просідання поверхні ґрунту (*б*) і горизонтальних переміщень ґрунту (*в*): *1, 2, 3* – ділянки відповідно горизонтального розрихлення, ущільнення і нейтральної зони

Утворення просадкової лійки знаходиться в прямій кореляції від поступання і розповсюдження води в сторони від джерела замочування та його розмірів. Фільтраційна здатність просадкових ґрунтів у вертика-льному напрямку в 2÷10 разів більша, ніж в горизонтальному. Розповсюдження води вниз і в сторони від джерела замочування відбувається по косинусоїді. Для спрощення розрахунків межу розповсюдження води приймають по прямій лінії, розміщеній до вертикалі під кутом $\boldsymbol{\beta}$, який становить для лесоподібних суглинків 45°÷50° і для лесоподібних супісків 20°÷40°.

Максимальне просідання ґрунту від власної ваги $S_{sl.g}^{max}$ характеризується горизонтальною ділянкою просідання поверхні b і двома криволінійними ділянками r, на яких просідання змінюється від максимальної величини $S_{sl.g}^{max}$ до нуля (рис. 1.12, 1.13).

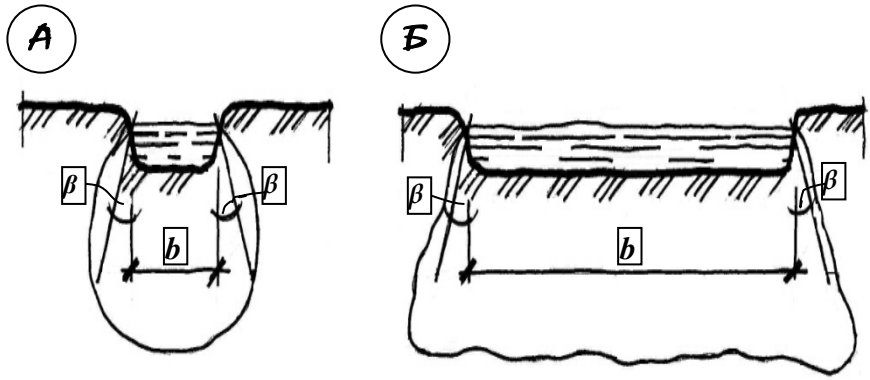


Рис. 1.13. Форми зволоженої зони: *а* – при точковому джерелі замочування; *б* – при замочуванні значної площі

Ширину зони розтікання води b, величину криволінійної ділянки просадкової товщі, на якій можуть проявлятися нерівномірні просідання ґрунту r_0, можливу величину просідання S_{sl}^{max}, величину просідання в будь-якій точці по осі X замоченої площі $S_{sl,x}^{max}$, величину горизонтальних переміщень в будь-якій точці епюри $U_{sl,x}$ визначають за емпіричними формулами згідно [28].

Залежно від очікуваних деформацій земної поверхні просадкові території діляться на групи за умовами будівництва ***для ґрунтів I типу на нормальні, середні і важкі, а для для ґрунтів II типу – на нормальні, середні, важкі і надважкі***.

1.2.5. Карстово-суфозійні явища

На території України є значні площі, де, починаючи з поверхні землі або з деякої глибини, залягають водорозчинні породи або ґрунти, які утримують в значних кількостях легкорозчинні водою солі. Це насамперед, Кримські гори, Карпати, Донбас, Поділля, Рівненська [33; 34], Волинська області, західна частина України. Загалóм карстові процеси розвиваються на 67.3% території України. В деяких областях України карстові території сягають 80÷100% площі (!) (див. рис. 1.14).

В кращому випадку, на земній поверхні результати карстових процесів проявляються у вигляді різного розміру озер (див. фото 1.1). Прикладом порівняно великого утворення є широко відоме озеро карстового походження Люцимир у Волинській області, яке розміщене в групі Шацьких озер. Довжина озера 2.97 км, ширина – понад 2.0 км, площа 4.3 м^2, максимальна глибина – 11.2 м.

Вперше такі широко розвинуті процеси детально були вивчені на узбережжі Адріатичного моря, на плато Карст (*karst*) біля Трієсту, звідки й отримали свою назву.

Критерієм віднесення ґрунту до категорії засолених служить так звана засоленість, яка визначається відношенням ваги солей в ґрунті до ваги скелету ґрунту, вираженим у відсотках. Цей критерій різний для різних ґрунтів і залежить від розчинності солей та особливостей роботи кожного виду ґрунту в основі будівель і споруд. Наприклад, вічномерзлі ґрунти називаються засоленими, якщо їх засоленість перевищує наступні значення: для пісків пилуватих – 0.05%; для пісків дрібних, середніх, крупних і гравійних – 0.1%; для супісків і суглинків – 0.15%; для глин – 0.25%.

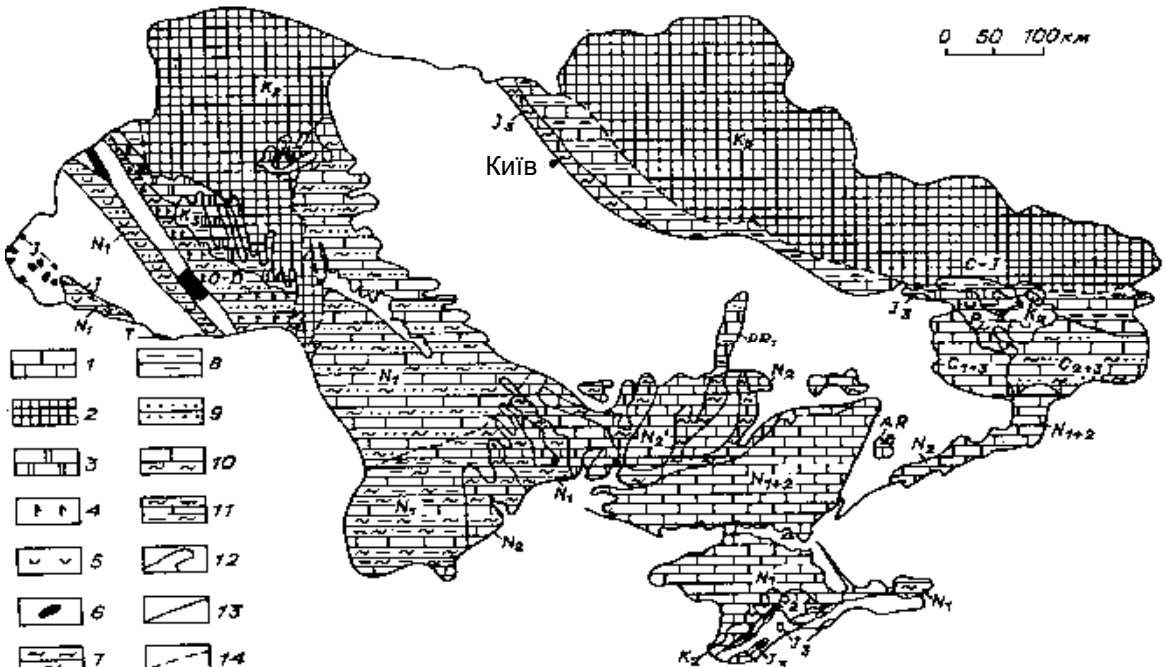


Рис. 1.14. Розповсюдження карстових порід в Україні. *Карстовані породи: 1* – вапняки, *2* – крейда, *3* – карбонатні породи, *4* – гіпси і ангідрити, *5* – кам'яна і калійна солі, *6* – різновікові карбонатні породи основи. *Некарстовані породи (серед карстових): 7* – глини, аргіліти, *8* – мергелі, *9* – піски, алевроліти, піщаники, *10* – перешарування порід, *11* – прошарки карстових порід, *12* – некарстовані породи. *Межі: 13* – стратиграфічні, *14* – літологічні [30–32]

Просадкові лесові ґрунти відносять до засолених, якщо вони утримують 0.2% легкорозчинних солей (хлориди $NaCl$, KCl, $CaCl_2$, $MgCl_2$, бікарбонати $NaHCO_3$, $Ca(HCO_3)_2$, карбонат натрію та інші) або більше 1.0% середньорозчинних солей (наприклад, гіпс $CaSO_4 \times 2H_2O$).

Виділяють чотири необхідні умови розвитку карсту: наявність розчинних водопроникливих тріщинуватих порід, їх водопроникливість, рухомих поверхневих або підземних вод і їх розчинної здатності. Відсутність одного з названих умов виключає можливість розвитку карстових пустот в ґрунтовому масиві [33–43].

Карст впливає на циркуляцію водотоків. Процес утворення карстів див. рис. 1.15. Дощові, талі та поверхневі текучі води попадають в товщу розчинних ґрунтів крізь мережу тріщин. Під час руху в тріщинах виникають пустоти – колодязі, галереї, тунелі та печери. Зустрівши водоопір, рухомі води накопичуються, утворюючи карстові «блюдця». Нижче рівня карстових вод розчинення не відбувається. Загалóм, процес карстоутворення являє собою ланцюгову хімічну реакцію, яку можна представити у вигляді:

$$H_2O + CO_2 \rightarrow H_2CO_3\,; \qquad (1.18)$$

$$H_2CO_3 + CaCO_3 \rightarrow Ca(HCO_3)_2\,; \qquad (1.19)$$

$$Ca(HCO_3)_2 \rightarrow CO_2 + H_2O + CaCO_3\,; \qquad (1.20)$$

$$CO_2 + H_2O + CaCO_3 \leftrightarrow Ca^{2+} + 2\,HCO_3\,. \qquad (1.21)$$

При експлуатації міських будівель на закарстованих територіях (особливо в сухих жарких районах) слід пам’ятати, що наявність будівлі передбачає повне виключення випаровування з ґрунтового масиву, який знаходиться під нею, що обов’язково викликає накопичення вологи, яке стає особливо інтенсивним за наявності витоків води з водопровідних мереж.

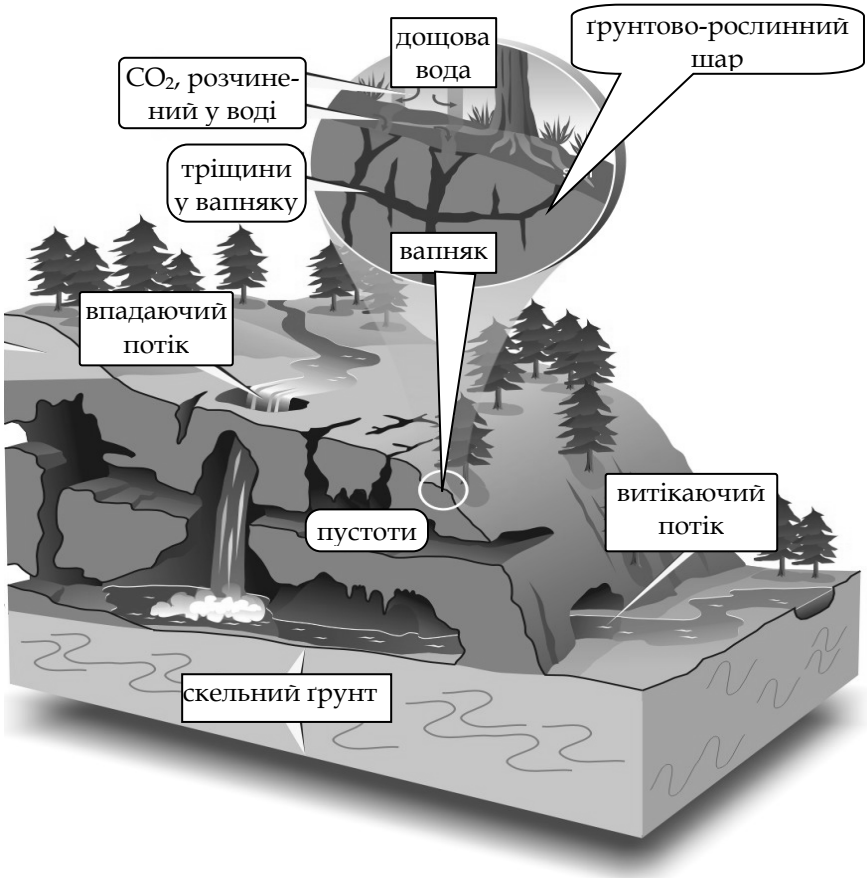


Рис. 1.15. Функціональна схема утворення карстів

Підземні води розчиняють і вимивають солі, в результаті чого виникають наростаючі нерівномірні осідання міських будівель.

Відомі випадки, коли такого роду осідання приводили будівлі в аварійний стан через 5÷6 років їх експлуатації і вартість відновлення виявлялася приблизно рівною вартості будівництва таких же нових будівель.

Будівництво, експлуатація і утримання будівель та споруд на міських територіях, де розвинуте карстування, значно ускладнюється, а іноді і взагалі неможливе.

Відомі випадки, коли побудовані штучні водоймища неможливо було заповнити водою через витікання води в карстові пустоти (!).

Під *карстом* розуміють процеси, пов'язані з діяльністю рухомих підземних вод, яка проявляється в розчиненні тріщинуватих гірських порід (вапняків, доломітів, гіпсів, ангідритів, кам'яної та калійної солей, мергелю, крейди) підземними і поверхневими водами, в результаті чого утворюються ввігнуті форми рельєфу на земній поверхні і різноманітні пустоти, канали і пещери в товщі ґрунту. В карстових процесах бере участь хімічна суфозія, яка іноді доповнюється механічною.

На території України на різних глибинах від поверхні є велика кількість підземних порожнин техногенного походження. Вони утворились при розвитку природних карстових і суфозійних процесів, спровокованих водовідливом кар'єрів і шахт, водозабором в міські водопроводи з карстуючих порід і підземним міським будівництвом.

Особливу небезпеку викликають ділянки розвитку відкритого карсту (вирви, колодязі, провалля), які становлять 27% від всієї площі карстоутворення. Карстові райони — місця поширення *спелеобіонтів*. У зв'язку з цим існує карстово-спелеологічне районування України.

У схемі районування карсту України виділяють 17 карстових областей, а в них – 65 карстових районів (див. рис. 1.16).

Найбільша в Україні печера – гіпсова Оптимістична на Поділлі (фото 1.6) довжиною близько 214 км, найглибша – Солдатська в Криму, глибиною 540 м. Найрозвинутіший відкритий карст на території Волинської області на площі 594 км^2, Рівненської – 14 км^2. Закарстовані

території: Донецький кряж (фото 1.2), Кременецькі та Кримські гори (фото 1.3, 1.4), Опілля (фото 1.5), Середнє Подністров'я, Товтровий кряж (фото 1.6).

Кількість досліджених карстових печер на території України становить 1100 одиниць, їх загальна довжина сягає більше 400 км, а об'єм – до 4 млн $м^3$. Такі печери сконцентровані в Криму (900 шт.), Прикарпатті і Карпатах (150 шт.), на Поділлі (20 шт.), у Донбасі (6 шт.).

Враховуючи, що за даними спеціалістів, фактичний об'єм підземних порожнин приблизно в 3÷4 рази більше об'єму досліджених, можна стверджувати, що весь об'єм карстових пустот в Україні перевищує 10÷12 млн $м^3$. ***Однозначно, такі порожнини являють потенційну загрозу аварій міських будівель від локальних обрушень сьогодні і в майбутньому.***

На закарстованих територіях повністю розміщені Волинська, Івано-Франківська і Тернопільська області, на 80-ти відсотках території карсти розміщені в Криму, Донецькій, Луганській, Львівській, Миколаївській, Рівненській і Хмельницькій областях. На вказаних територіях розміщені такі крупні об'єкти, як Рівненська АЕС і м. Вараш (Кузнєцовськ), Слав'янський солеварний комбінат, Інгулецький горно-збагачувальний комбінат, промислові та житлові мікрорайони таких міст, як Львів, Луцьк, Рівне, Тернопіль, Івано-Франківськ, Вінниця, Донецьк.

Карстові явища викликають великі проблеми при експлуатації міських будівель. Невраховування їх особливостей може привести до пошкоджень і аварій. За останні 10 років тільки в чотирьох західних областях України завдяки карстовим процесам зруйновано і пошкоджено більше 200 міських будівель.

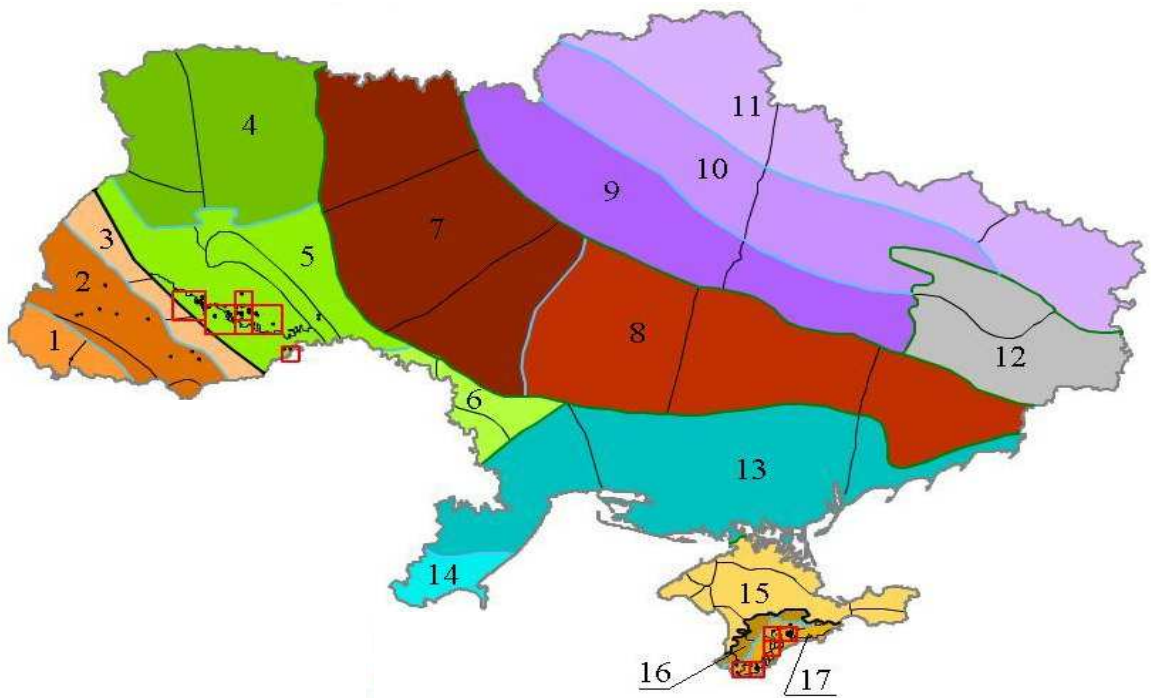


Рис. 1.16. Печери на карті карстово-спелеологічного районування України. *Карстові області: 1* – Закарпатська; *2* – Центрально-Карпатська; *3* – Прикарпатська; *4* – Поліська; *5* – Подільсько-Буковинська; *6* – Молдавсько-Подільська; *7* – Північно-Придніпровська; *8* – Південно-Придніпровська; *9* – Дніпровська; *10* – Дніпровсько-Донецька; *11* – Донецько-Воронезька; *12* – Донбаська; *13* – Причорноморсько-Азовська; *14* – Добруджинська; *15* – Рівнино-Кримська; *16* – Передгірно-Кримська; *17* – Гірсько-Кримська

Класифікація карстових процесів і створюваних ними наземних і підземних карстових форм з використанням морфологічних, генетичних, літологічних ті інших ознак, найповніше викладені в роботах Д.С. Соколова (1962), Г.А. Максимовича (1963), А.В. Ступишина (1967), Н.А. Гвоздецького (1972), А.Г. Чикишева (1979), І.А. Саваренського і Н.А. Миронова (1995) та інших.

Залежно від виду поверхневих форм карстових проявів, деформації земної поверхні характеризуються такими параметрами:

- *території з карстовими та карстово-суфозійними провалами:*

- розрахунковий діаметр провалу земної поверхні D_n, м;
- глибина провалу h_n, м;
- інтенсивність локальних деформацій λ, км^2/рік;
- ширина зони ослабленої основи навколо провалу a_n, м;

- *території з осіданнями земної поверхні на великій площі:*

- глибина просідання земної поверхні S_m, мм;
- умовний радіус кривизни мульди осідання земної поверхні R_m, км;
- розміри мульди осідання земної поверхні в плані L_m і B_m, м;
- ширина мульди осідання земної поверхні в плані b_m, м;
- нахил бортів мульди осідання земної поверхні i, мм/м;
- відносні горизонтальні деформації земної поверхні ε, мм/м;
- швидкість осідання земної поверхні V, мм/рік.

Для правильного вибору заходів боротьби з негативним впливом карстових проявів на міські будівлі і споруди розроблена класифікація територій за наведеними вище параметрами [40].

За літологічними ознаками розрізняють такі види карстів:

Карбонатний. Найрозповсюдженіший, характеризується повільним розчиненням порід в природних умовах, ***внаслідок чого може не враховуватись можливість утворення карстових пустот за період експлуатації міських будівель.*** Типовий широкий діапазон зміни пористості порід, ступеню тріщинуватості і водонепроникності. Несуча здатність таких порід, як основ будівель низька, але провали поверхні виникають дуже рідко.

Крейдяний. Розповсюджений достатньо широко в Україні. Це різновид карбонатного карсту. Розвивається повільно, характеризується малою розчинністю крейди і високою (до 50%) пористістю. Крейдяні породи легко розмиваються, при зволоженні їх несуча здатність зменшується, а при динамічних діях можливий перехід зволоженої крейди в розріджений стан. Тріщинуватість і водопроникність крейди різноманітні, коефіцієнт фільтрації може перевищувати десятки метрів за добу, провали земної поверхні бувають рідко.

Гіпсовий. Розповсюджений достатньо широко, зустрічається в сполуках з карбонатним, але розвивається швидше за нього, володіє значною розчинністю порід. За період експлуатації будівель зростання карстових пустот суттєве. Гіпси малопористі, слаботріщинуваті і практично водопроникні. Для них характерний нерівномірний розвиток карстів, провали земної поверхні виникають дуже часто.

Соляний. Зустрічається в сполуках з гіпсовим і карбонатним. Через високу розчинність солей (в основному кам'яної солі) розвивається швидко. Внаслідок високої пластичності кам'яної солі, тріщині в ній бувають рідко, пористість низька, тобто розвиток карсту в звичайних природних умовах обмежений, а буває в основному, в покрівлі соляних покладів.

Техногенна діяльність, яка заключається в розробці соляних родовищ, викликає активізацію карсту. Активний ***соляний карст вкрай небезпечний***, так як відбувається швидке розчинення порід, утворюються часті провали (інколи дуже крупні), осідання земної поверхні відбуваються на значних площах.

За особливостями залягання виділяють наступні види карстів:

Відкритий (поверхневий) карст – форма рельєфу, що виникла в процесі карстування земної поверхні. Карстові породи лежать безпосередньо на поверхні, активізують проникнення в них поверхневих вод (атмосферних опадів). Провали і мульди осідання викликаються обрушенням і осіданням порід над закарстованими зонами.

Карстово-суфозійні провали спостерігаються лише в зонах пониженого рельєфу, заповнених рихлим матеріалом. Несуча здатність таких карстових порід, як правило, висока, але відрізняється нерівномірністю. Форми рельєфу поверхневого карсту: лійки, колодязі, шахти, карри, каррові поля, понори.

Покритий карст – тип карсту, який розвивається в областях, де карстові відклади покриті товщею пухких утворень різного генезису. Карст з покривом елювію і ґрунту іноді називають карстом середньоєвропейського

типу. Карстові породи перекриті шарами нерозчинних водонепроникних порід, які перешкоджають розвитку карсту і пов'язаним з ним явищ. Провали земної поверхні в цьому випадку можуть бути різного походження: карстово-суфозійні або змішані. На площах водорозділів покритих шаром нерозчинних слабо водопроникних порід, карстові провали не виникають.

Повну картину виникнення провалів на таких територіях, навіть на основі інженерно-геологічних досліджень, одержати трудно. Тут, окрім водопроникності, слід враховувати потужність покриваючих порід, а також їх міцність. В міцних породах переважають провали, викликані обрушенням покрівлі карстових порожнин, в пухких – карстово-суфозійні.

Форми рельєфу покритого карсту: печери, підземні канали, підземні пустоти.

По відношенню до рівня підземних вод карстові породи залягають в зонах аерації або постійного водонасичення.

Зміна природного рівня ґрунтових вод в результаті техногенної діяльності може привести до активізації соляного, гіпсового, карбонатного і крейдяного карстів. Різку активізацію суфозійних процесів може також викликати зміна гідродинамічних умов під впливом функціонуючих гідротехнічних споруд чи виїмки корисних копалин.

При скиданні промислових стоків можливе підвищення агресивності підземних вод з небезпечною активізацією карсту.

З позиції зміни форми земної поверхні розрізняють провали, поступові довготривалі осідання на великих площах (мульди осідання), поступові незначні за площею місцеві осідання (лійкоподібні впадини).

Провали (виникають, як правило, раптово) – являють головну небезпеку для міських будівель у карстових районах.

В основному викликаються обрушенням покрівлі карстових порожнин в результаті гравітаційного обвалу, або карстово-суфозійного руйнування внутрішніх поверхонь карстових порожнин. Контур провалів має різкий обрис в плані.

Залежно від властивостей покривних пластів ґрунтів борти провалів можуть мати різну крутизну. Свіжі провали в глинистих ґрунтах можуть мати вертикальні і навіть нависаючі стінки, які мають тенденцію обвалюватися, а значить і збільшуватися в периметрі.

Осідання земної поверхні – викликається розчиненням порід в тріщинуватих зонах, або на контакті покрівлі розчинних порід з іншими породами, що мають фільтраційні властивості.

Лійка провальна (провал) – карстова западина, яка утворилася в результаті провалу склепіння підземної порожнини, що виникла при вилуговуванні гірських порід (див. рис. 1.21, *б*, *г*).

Псевдокарст (помилковий карст) – западинно-впадинний рельєф, що утворений пониженнями різного розміру, ззовні нагадує карст, але який виник в результаті інших процесів.

Псевдокарстові процеси:

- *термокарст*-просідання поверхні в областях поширення багаторічної мерзлоти у разі її аномального відтаювання на певних площах. Наслідком термокарсту є утворення лінійних знижень, які згодом зростаються і перетворюються в аласи.

- *глинистий карст* – процеси механічного винесення підземними водами тонких глинистих фракцій осадових порід з певного масиву. На поверхні утворюються пониження, лійки, западини. Спостерігається глинистий карст біля урвищ, уступів, схилів, балок, схилів річкових долин.

Передпровальні процеси протікають на визначеній глибині і довгий час, але на поверхні провали проходять швидко (умовно-миттєво): спочатку появляються тріщини, по яких іде обрушення ґрунту, виникає лійкоподібна впадина; потім стінки цієї впадини зсуваються, обвалюються, збільшуючи її розміри.

В піщаних і глинистих ґрунтах тривалість формування провалу складає:

- не більше декількох хвилин при $D_n < 10$ м,
- від 15 до 30 хвилин при $D_n = 20 - 30$ м,
- 1–3 години при $D_n > 50$ м.

Розміри провалів залежать від геологічних і гідрогеологічних умов і в плані коливаються від 5 до 300 м, глибина – від одного до десятків метрів. Для сухих пухких і слабозв'язаних ґрунтів відношення глибини провалу до його діаметру становить 1/3÷1/2, в обводнених пухких ґрунтах воно зменшується.

Навколо провалів, як правило, утворюється ослаблена зона з пониженою несучою здатністю. Крупні і невеликі за площею мульди осідання порівняно з провалами являють меншу небезпеку для будівель і споруд.

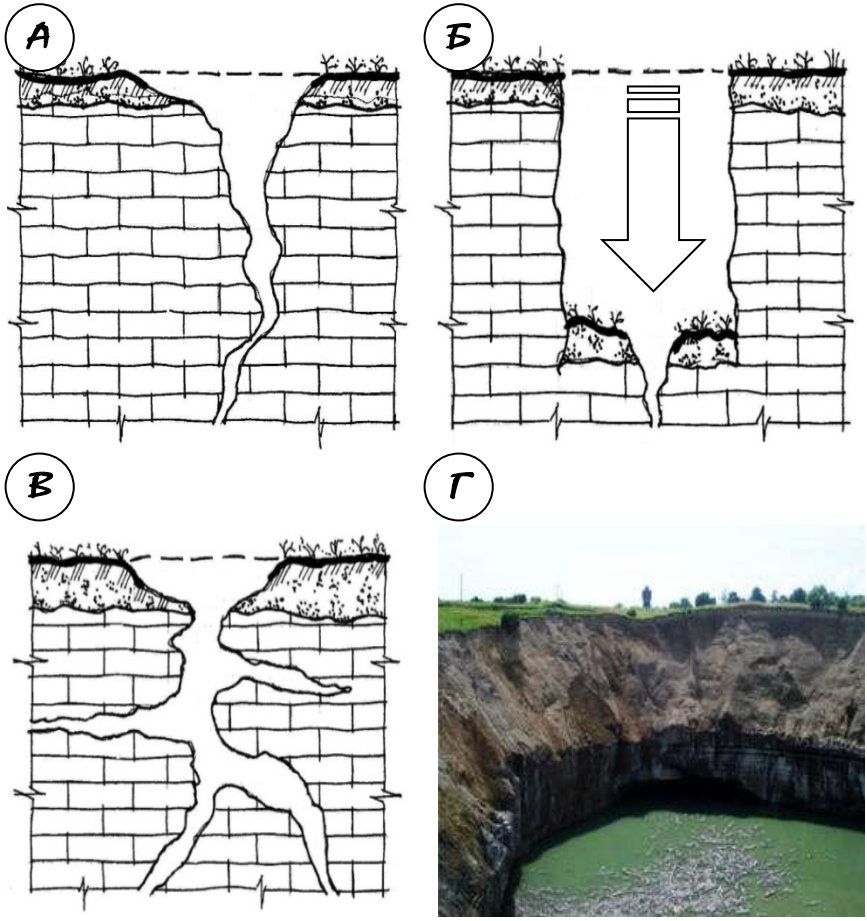


Рис. 1.17. Основні генетичні типи карстових лійок: *а* – лійка поверхневого вилугування; *б, г* – провальна лійка; *в* – лійка просочування

Суфозійне осідання основи, складеної з засоленого ґрунту, визначається за формулою:

$$S_{sfi} = \sum_{i=1}^{n} \varepsilon_{sfi} \times h_i , \qquad (1.22)$$

де n – кількість шарів, на які розділено зону суфозійного осідання;

ε_{sfi} – відносне суфозійне стиснення i-го шару ґрунту від тиску P;

h_i – товщина i-го шару засоленого ґрунту.

Якщо не виконується умова, за якою загальна деформація від зовнішнього навантаження разом із суфозійним осіданням основи $S + S_f$ не перевищує граничної деформації S_u:

$$S + S_f \leq S_u \,, \tag{1.23}$$

а також, якщо захист основи від тривалого замочування не забезпечений і вилуговування солей можливе, то необхідно впроваджувати комплекс заходів для усунення шкідливого впливу суфозійної деформації.



Фото 1.1. Карстове озерце



Фото. 1.2. Донецький кряж: середня висота поверхні 200÷300 м. Найвища точка – Могила-Мечетна (367 м над рівнем моря)



Фото 1.3. Кременецькі гори: Північно-східна части на Гологоро-Кременецького кряжа Подільської височини. Довжина 65 км, ширина 12÷20 км, середня висота – 350÷400 м. Максимальна висота – 408 м





Фото. 1.4. Кримські гори: Понад 1000 карстових вирв, 135 печер, шахт, криниць, близько 800 карстових колодязів, у т.ч. Червона печера (Кизил-Коба) – найдовша вапнякова печера на теренах колишнього СНД (21,1 км). Найглибшою печерою в Україні є Солдатська (глибина 500 м), яка розташована на Карабі-Яйлі



Фото. 1.5. Опілля: Під городищем, глибоко під землею, розташоване підземне місто.Частина підземних лабіринтів, можливо, рукотворного походження



Фото 1.6. Товтри. Тернопільська обл., вхід до печери Оптимістична: Друга у світі за довжиною карстова печера



Фото. 1.7. Печера Мушкарова яма. Тернопільська обл.: 307,8 метрів над рівнем моря). Вхід знаходиться на дні крупної конічної ерозійно-суффозійної лійки діаметром ~ 50 м і завглибшки 14 м

1.2.6. Зсувні процеси

Будь-який ґрунт в масиві, обмеженому схилом, під впливом власної ваги прагне зрушитися вниз і в бік схилу. Якщо опір ґрунту зміщенню перевищує всі ці зсувні зусилля, то схил є стійким (при рівності зсуваючих сил і опору зміщенню має місце гранична рівновага). В зворотньому випадку ґрунтовий масив руйнується і відбувається зсув. ***Загало́м зсуви відбуваються на схилах при крутизні більше 19°.***

В загальному випадку ***зсув*** – це раптове або повільне ковзаюче зміщення частини гірських порід або земляних мас з розривом їх суцільності і переміщенням у горизонтальному або близькому до нього напрямі по схилах долин, ярів, берегів річок, озер, морів і схилів виїмок під дією власної ваги *без втрати контакту між нерухомою частиною і тою, що зміщується* (рис. 1.18, *а*). Поверхня, по якій відбувся відрив і зміщення маси ґрунтів, називається *поверхнею ковзання*, а місце виходу поверхні ковзання на поверхню схилу або на поверхню біля її підніжжя – *підошвою зсуву*. Маса ґрунтів, що змістилася, утворює *тіло зсуву*.

Як правило, при плануванні міст, по можливості намагаються не розміщувати міські будівлі та інженерні мережі на територіях, які безпосередньо прилягають до зувонебезпечних схилів. Разом з тим, в цілому ряді випадків вкрай небажано відмовлятися від цінних у містобудівельному відношенні територій з потенційними зсувами (наприклад, морські узбережжя). Велике значення при цьому має своєчасний прогноз можливих меж поширення зсуву, потенційної глибини і швидкості зміщення ґрунту, а також інших параметрів, які визна-

чають вибір захисиних споруд, можливість розміщення міської забудови.

- ***Причини утворення, розвитку і характеристика зсувів***

- Геологічна будова схилу (наявність слабких і глинистих порід, опір зрушенню яких дуже чутливий до зміни вологості).

- Значна крутизна, випукла або нависаюча конфігурація берегових схилів і утворення тріщин бортового відпору, збільшення крутизни схилу в результаті підмиву водою. Зсуви часто утворюються на ділянках похилого залягання пластів з падінням їх в сторону схилу (рис. 1.18, *б*), а також при витискуванні глин породами, що знаходяться над ними (рис. 1.18, *в*).

- Надлишкове насичення порід (особливо глинянних) підземними водами. Вплив підземних вод, визначається двома факторами – суфозією і гідродинамічним тиском. Джерела підземних вод, які виходять зі схилу, виносять з водоносного шару дрібні частки водовміщуючої породи і хімічно розчинних речовин. В результаті це приводить до розпушування водоносного шару, що природньо викликає нестійкість вище розміщеної частини схилу. Гідродинамічний тиск створюється при зміні рівня води у водоймі в моменти повеней, коли річкові води інфільтруються в борти долини і піднімається рівень підземних вод. Спадання повеневих вод в річці відбувається порівняно швидко, а зниження рівня підземних вод відносно повільно. В результаті такого розриву між рівнями річкових і підземних вод може відбуватися витискання присхилової частини водоносного шару, а вслід за ним сповзання гірських порід, розміщених вище.

- Ослаблення порід унаслідок вивітрювання, перезволоження ґрунту атмосферними опадами (особливо повенями).

- Підмивання берега рікою чи абразія морем, що збільшує напружено-деформований стан схилу і нарушає існуючу рівновагу.

- Падіння гірських порід в сторону ріки або моря, особливо якщо в їх складі є глини, які під впливом вод і процесів вивітрювання набувають пластичних властивостей.

- Антропогенний вплив на схили (штучна підрізка схилу і збільшення його крутизни, додаткове навантаження на схили влаштуванням різноманітних споруд, руйнування пляжів, вирубка лісу і таке інше).

- Вібрація, дія сейсмічних поштовхів, землетруси і виверження вулканів.

- Вплив процесів промерзання.

- Додаткові навантаження на схил.

- Знищення рослинності на схилі.

За характером поверхні ковзання виділяють три типи зсувів [40; 44]:

- ***Перший тип*** – *асеквентні* (рис. 1.18, *а*), які розвиваються в однорідних зв'язних ґрунтах і мають криволінійну циліндричну поверхню ковзання, положення якої залежить від величини сил тертя і зчеплення.

Класичний зсув з правильною круглоциліндричною поверхнею зміщення зустрічається рідко, оскільки природні схили, як правило, неоднорідні, частіше за все вони мають складну будову. Зсуви такого типу характерні для штучних схилів, наприклад в дамбах або дорожніх насипах. Рух зсуву може бути прогресуючим, тобто спочатку зрушення може виникнути не по всій

поверхні зміщення, а розвиватися поступово, починаючи з ділянки локального руйнування ґрунту (масиву). Якщо поверхня зміщення біля нижньої межі зсуву нахилена в глибину масиву, то зміщення зсуву може зупинитися, так як момент зсувної сили під час руху зменшується.

- ***Другий тип*** – *консеквентні* зсуви (рис. 1.18, *б*), для яких характерне зміщення по поверхні напластування, що спадає вниз по схилу. Поверхня зміщення при цьому плоска або слабко хвиляста, а її положення визначене будовою схилу. Рух цього типу зсувів обумовлений наявністю структурно ослаблених поверхонь, таких як тектонічні розриви, тріщини, напластування, і змінами в опорі зсуву різних осадових порід чи на контакті міцних корінних і пухких порід. На відміну від попереднього типу консеквентний зсув може необмежено розвиватися, якщо поверхня його зміщення достатньо крута і більш або менш постійна зсувна сила перевищує опір зсуву.
- ***До третього типу*** відносять *інсеквентні* зсуви (рис. 1.18, *в*), які пересікають поверхню напластування і поширюються глибоко в схил. Тут поверхня зміщення, як правило, має складний криволінійний обрис, його положення визначається характером ґрунтів, з яких складається товща, і напластуванням порід.

Часто зсуви бувають дуже складної будови, вони можуть являти серію блоків, які сповзають вниз по площинах ковзання з перекиданням шарів зміщених гірських порід в бік корінного незміщеного схилу.

Зсуви, які сповзають під впливом сили тяжіння, А.П. Павлов назвав деляпсивними (лат. «деляпсус» – падіння, ковзання).

Нижня частина такого зсуву буває представлена зсунутими породами, значно роздробленими, перем'ятими в результаті напору вище розміщених рухомих блоків. Ця частина зсуву називається детрузивною (лат. «детрузіо» – зіштовхування).

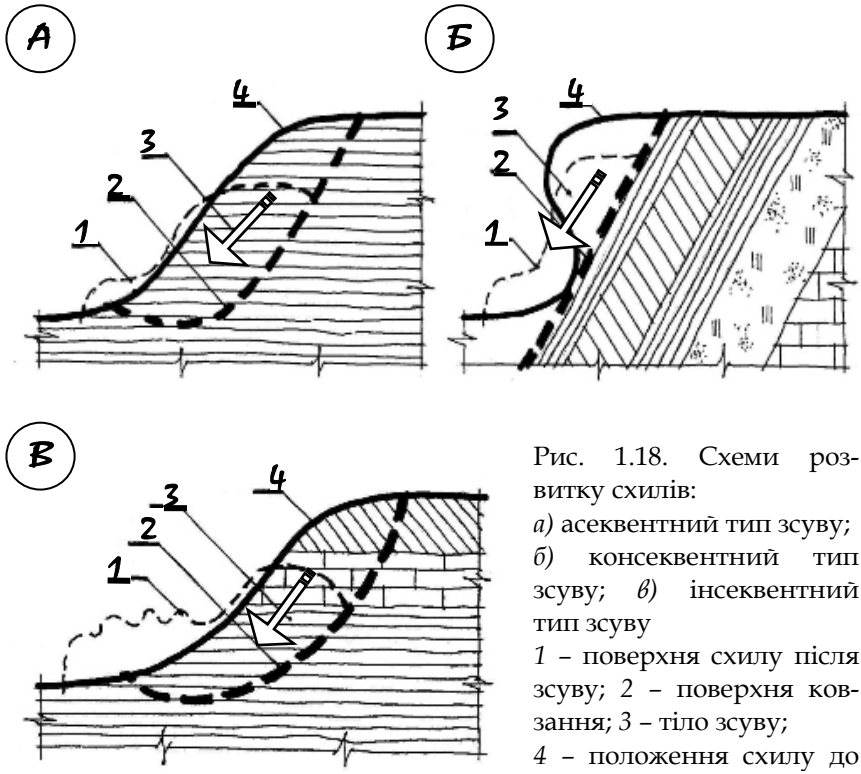


Рис. 1.18. Схеми розвитку схилів:
а) асеквентний тип зсуву; *б)* консеквентний тип зсуву; *в)* інсеквентний тип зсуву
1 – поверхня схилу після зсуву; *2* – поверхня ковзання; *3* – тіло зсуву; *4* – положення схилу до зсуву

Розрізняють наступні стадії розвитку зсуву:

- *п р и х о в а н а* – від початку мікрозсування до появи видимих ознак формування зсуву (тріщин на земній поверхні, випирання порід в основі борту кар'єру тощо);

швидкість посування наприкінці прихованої стадії 1.0÷10.0 мм/добу;

- *п о ч а т к о в а* – з моменту появи видимих ознак до переходу в сталу чи активну стадію;
- *с т а л а* – період, в який зрушення характеризується постійною швидкістю; проявляється на пологих бортах лежачого боку, може зупинитися до переходу в активну стадію;
- *а к т и в н а* – період, коли швидкість переміщення безперервно збільшується;
- *з а т у х а ю ч а* – період, коли швидкість зрушення зсунутих мас зменшується до повної їх зупинки.

Крупним районом класичного розвитку зсувів в Україні є Чорноморське узбережжя Криму. Крім цього, зсуви зустрічаються в окремих місцях по схилах долин Дніпра, в Карпатах.

За швидкістю зміщення зсуви розділяють на *повільні* (швидкість становить декілька десятків сантиметрів на рік); *середні* (швидкість становить декілька метрів за годину або добу); *швидкі* (швидкість становить десятки кілометрів за годину). До швидких належать зсуви-потоки, коли твердий матеріал змішується з водою.

Зсуви можуть руйнувати населені пункти, знищувати сільськогосподарські угіддя, створювати небезпеку для трубопроводів, ліній зв'язку, електропередач тощо. Крім того, вони можуть перегородити долину, створити завальне озеро і сприяти утворенню паводків. Наприклад, зсув 1961 року у житловому масиві Києва (Куренівка) призвів до значної кількості людських жертв. Радянська влада замовчувала цей факт. Зсувні процеси відбуваються і зараз.

Різновидами зсувів є *обвали, каменепади, снігові лавини, селі.*

Обвал – раптове обрушення гірських порід і переміщення їх униз по схилу від дії сил тяжіння. Відбуваються обвали внаслідок ослаблення суцільності (зв'язності) порід у результаті вивітрювання, діяльності поверхневих і підземних вод, землетрусів, неправильного проведення земляних робіт при будівництві споруд, тощо. Найчастіше обвали трапляються на крутих схилах гір, берегах морів і річок. В результаті значних обвалів у долинах річок утворюється озеро. До обвалів також належать обвали ґрунту й обрушення льодовиків. Обвали ґрунту відрізняються від каменепадів більшим об'ємом і купчастістю. Це змінює характер його руху. До руху залучається повітря, тіло обвалу набуває обтічної форми і проходить значну відстань. Швидкість такого обвалу може досягати 300 км на годину. Обвали льодовиків виникають в основному від землетрусів. Потік, який виникає після обвалу, можна віднести до лавин або зсувів чи селів.

Каменепади поширені на схилах із крутизною більше 30°. Розміри падаючого каміння незначні, загальний об'єм каменепаду не перевищує десятків кубічних метрів. Каміння переміщується стрибками зі швидкістю 150÷200 км на годину. Удар каменю діаметром 20 см і більше смертельний для людини. Найбільші каменепади виникають у результаті сильних злив. Каменепади найбільш небезпечні на автомобільних дорогах, розташованих у крутосхилих ущелинах.

Снігові лавини виникають так само, як і інші зсувні зміщення. Сили зчеплення снігу переходять певну межу,

і гравітація викликає зміщення снігових мас уздовж схилу.

Селі. Виникають в басейнах невеликих гірських річок внаслідок злив, інтенсивного танення снігів, проривів завальних озер, обвалів, зсувів, землетрусів. Селі це паводки з великою концентрацією ґрунту, мінеральних частин, каміння, уламків гірських порід (від 10÷15 до 75% об'єму потоку).

За складом твердого матеріалу, який переносить селевий потік, їх можна поділити на *грязьові* (суміш води з ґрунтом при незначній концентрації каміння, об'ємна вага складає 1,5÷2 т/куб.м); *грязекам'яні* (суміш води, гравію, невеликого каміння, об'ємна вага – 2,1÷2,5 т/куб. м); *водокам'яні* (суміш води з переважно великим камінням, об'ємна вага – 1,1÷1,5 т/куб. м).

При зміщенні ґрунтової товщі, яка є основою будівель, зміщується і сама будівля. В будівельній практиці застосовуються різноманітні протизсувні заходи, які повинні установлюватися на основі ретельного вивчення природи зсувного явища і аналітичних розрахунків зсувних процесів. Основними з цих заходів є: осушення зсувних ділянок, зменшення крутизни схилів, закріплення берегів від розмиву, влаштування утримуючих підпірних стін, закріплення схилів палями і таке інше.

Щорічно в Україні змивається поверхневими водами 500 тис. тонн чорнозему. Зменшення крутизни схилів покращує умови їх стійкості, але як правило, викликає додаткові земляні роботи. Тому при проектуванні міських будівель на схилах необхідно визначати розрахунками контури схилів, при яких забезпечується стійкість обмежених ними ґрунтових масивів, і по можливості, мінімальний об'єм земляних робіт.

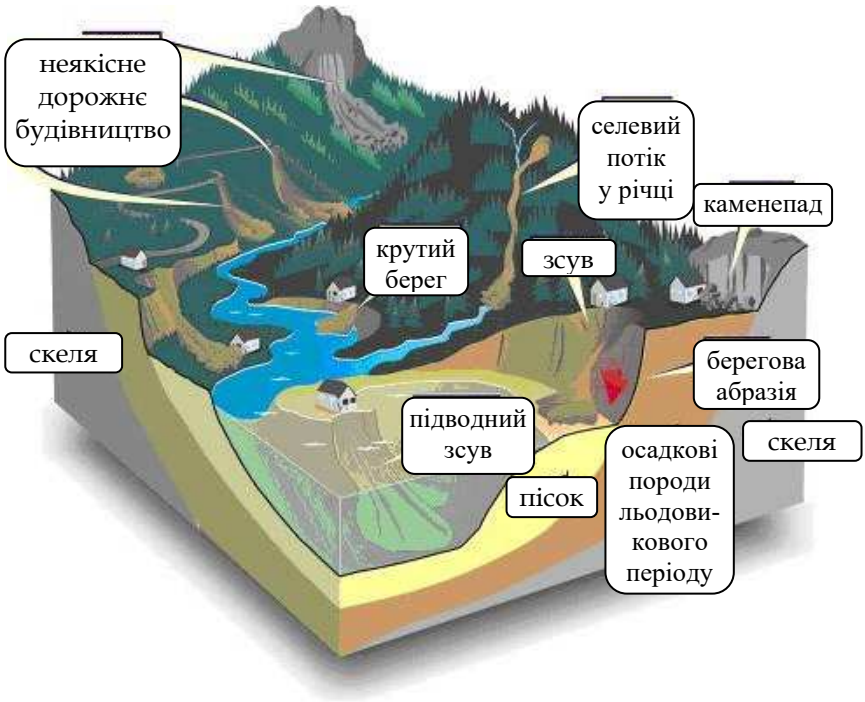


Рис. 1.23. Функціональна схема виникнення зсувів

Ця задача зводиться до знаходження гранично допустимої крутизни схилу (див. табл. 1.4). Іноді виникає необхідність перевірки стійкості існуючого ґрунтового масиву, обмеженого схилом визначеного контуру, але суть розрахунків при цьому не міняється. Такі розрахунки проводяться згідно теорії сипучого середовища. В даному випадку сипучим середовищем є наближена розрахункова модель ґрунту.

Сипуче середовище розглядається як суцільне вагоме тіло, яке не деформується в стані рівноваги до тих пір, поки дотичні напруження не перевищують опору середовища зсувові. В теорії сипучого середовища розглядається напружений стан під впливом об'ємних сил

(власної ваги, фільтраційного тиску ґрунтових вод, сейсмічного впливу) і тих чи інших навантажень на поверхні середовища. Усім цим зовнішнім зусиллям протидіють внутрішні сили тертя і зчеплення, які характеризуються постійними для даного середовища параметрами: кутом внутрішнього тертя $\boldsymbol{\varphi}$ і приведеним зчепленням $\boldsymbol{c}$. Розрахунки стійкості схилів виконують за першою групою граничних станів.

Задачі забезпечення стійкості схилів виникають на етапі проектування інженерної підготовки територій для влаштування споруд і виїмок (котлованів, траншей, кар'єрів, доріг і таке інше), при використанні схилів або присхилової території для промислового, транспортного, цивільного чи іншого будівництва, при захисті різноманітних об'єктів від зсувів і обвалів.

Схил проектується з урахуванням його призначення і висоти, наміченого використання території, геологічної будови і гідрогеологічних умов ґрунтового масиву, технології земляних робіт, обладнання і транспортних засобів, що застосовуються, навантажень і впливів.

Високі схили проектують уступчастої форми, яка досягається влаштуванням по висоті схилу горизонтальних терас (берм), (див. рис. 1.24). Широкі берми влаштовують тоді, коли передбачається використовувати їх для розміщення будівель, доріг, майданчиків, обладнання та інших інженерних споруд.

Співвідношення між зсуваючими (дотичними) напруженнями на поверхнях ковзання і опором ґрунту зміщенню визначає коефіцієнт запасу стійкості схилу $\boldsymbol{k_{cm}}$. Його величину приймають залежно від класів споруд (**I**÷**IV**) і розрахункової сейсмічності ділянки забудови в балах.

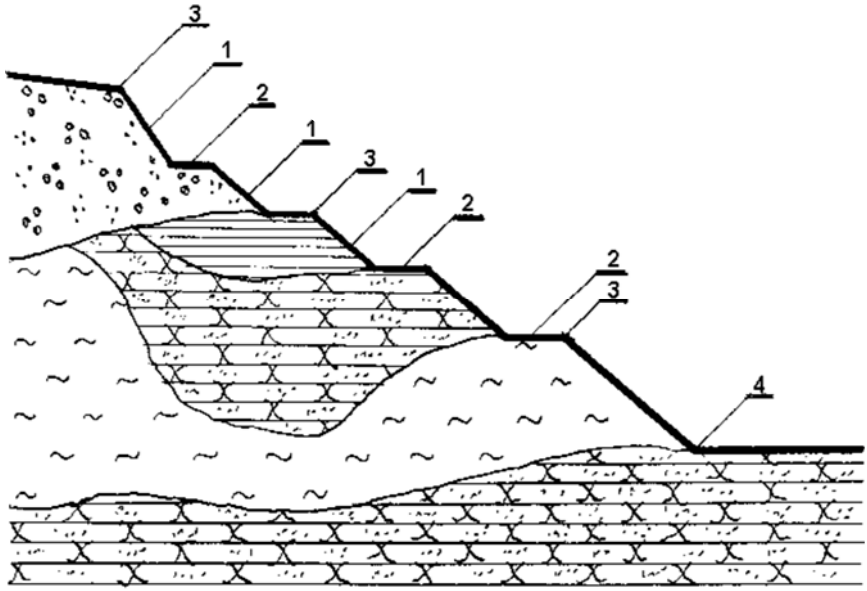


Рис. 1.24. Схил уступчастої форми: *1 – уступ, 2 – берма, 3 – бровка уступу, 4 – підошва схилу*

Клас будівлі (споруди) визначається на основі чинних нормативних документів і відповідних розділів ДБН.

Зокрема будівельні котловани і борти кар'єрів, на яких розміщуються виїздні дороги та інші відповідальні комунікації повинні, як правило, відноситись до ***четвертого класу***. Природні схили і борти кар'єрів, на яких розміщені дороги і комунікації, а також борти капітальних виїздних траншей з кар'єрів класифікуються за класами доріг і комунікацій.

Допускається віднесення будівлі (споруди) до підвищеного класу в особливо несприятливих гідрогеологічних умовах.

Віднесення силових споруд до ***першого класу*** допу-

скається у випадку, якщо аварія може потягнути за собою наслідки катастрофічного характеру. При цьому значення k_{cm} для споруд ***першого класу*** може бути збільшене на 10% порівняно з нормативними.

Таблиця 1.4

Уточнена гранична крутизна ґрунтових схилів

Ґрунти	Гранична крутизна схилів (відношення висоти до закладання) при глибині (висоті) м, до		
	1.5	**3.0**	**5.0**
1	2	3	4
Насипні	1 : 0.67 = 1.49 (56°10′)	1 : 1 = 1.0 (45°)	1 : 1.25 = 0.8 (38°42′)
Піщані і гравійні вологі (ненасичені)	1 : 0.5 = 2.0 (63°25′)	1 : 1 = 1.0 (45°)	1 : 1 = 1.0 (45°)
Глинисті:			
- супісок	1 : 0.25 = 4 (76°)	1 : 0.67 = 1.49 (56°12′)	1 : 0.85 = 1.18 (49°45′)
- суглинок	1 : 0 (90°)	1 : 0.5 = 2.0 (63°25′)	1 : 0.75 = 1.33 (53°05′)
- глина	1 : 0 (90°)	1 : 0.25 = 4.0 (76°)	1 : 0.5 = 2.0 (63°25′)
Леси і лесоподібні сухі	1 : 0 (90°)	1 : 0.5 = 2.0 (63°25′)	1 : 0.5 = 2.0 (63°25′)
Моренні:			
- піщані, супіщані	1 : 0.25 = 4.0 (76°)	1 : 0.5 = 2.0 (63°25′)	1 : 0.75 = 1.33 (53°05′)
- суглинисті	1 : 0.2 = 5.0 (78°42′)	1 : 0.5 = 2.0 (63°25′)	1 : 0.65 = 1.54 (57°)

Примітка: 1. При напластуванні різних видів ґрунту крутизну схилу для всіх пластів слід визначати за найслабшим видом ґрунту.

2. До насипних відносяться ґрунти, що пролежали у відвалах не більше 6 місяців і не ущільнювалися штучними методами.

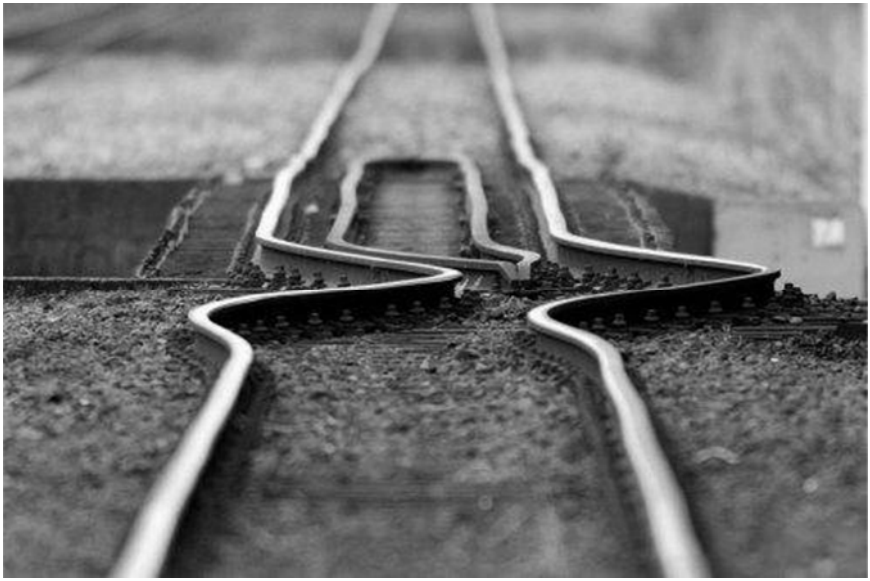


Фото 1.8. Зсув залізничної колііі в результаті землетрусу



Фото 1.9. Зсув берега річки. Рахівський район



Фото 1.10. Зсувонебезпечна балка. м. Дніпропетровськ



Фото 1.11. Зсув крутого схилу. м. Чернівці



Фото 1.13. Зсув, спричинений витоками з водонесучих підземних комунікацій. м. Київ



Фото 1.14. Зсуви з уступами. Крим



Фото 1.15. Каменепад



Фото 1.16. Зсув дороги з асфальтобетонним покриттям

1.2.7. Зміна режиму температури і вологи ґрунтового масиву

В піщаних ґрунтах підйом рівня ґрунтових вод (РГВ) може зменшити стійкість основи проти випирання і привести до додаткового збільшення осадок будівлі. Як відомо, характерною властивістю піщаних ґрунтів є мала зміна їх об'єму при зміні вологості. Однак при насиченні водою, відповідно з законом Архімеда, вага часток ґрунту зменшується на вагу витісненої ними води, отже зменшується тертя між частками і полегшується їх відносний зсув.

Пониження рівня чи напору підземних вод супроводжується ущільненням ґрунтів, які складають водоносні горизонти, в результаті чого відбувається осідання поверхні землі. Справа в тому, що пониження РГВ вивільняє від води деякий об'єм ґрунтової товщі з відповідним збільшенням її ваги внаслідок виключення виважувальної протидії води. Пониження РГВ на 1.0 м призводить до збільшення тиску від власної ваги ґрунту на ґрунти водоносного горизонту на 0.01 МПа. При значних за потужністю та стисливістю ґрунтових товщах це може приводити до суттєвих осідань земної поверхні. Яскравим прикладом того, до чого може привести пониження РГВ при їх відкачуванні, служить м. Мехіко, де спостерігається осідання поверхні землі більше ніж на 6.0 м. Ще одним прикладом непродуманої за наслідки відкачування підземних вод діяльності є просідання з утворенням тріщин поверхні землі в Гощанському районі Рівненської області внаслідок відкачування підземної питної води для потреб м. Рівного. Подібні приклади далеко не поодинокі.

У зв'язку з інтенсивною меліорацією в засушливих районах і надмірним зволоженням ґрунту стала особливо актуальною проблема будівництва на засолених ґрунтах. Складність проблеми полягає в тому, що викликані техногенною зміною вологості деформації будівель, в основі яких залягають засолені ґрунти, можуть виникати як під час спорудження, так і в період їх експлуатації.

При замочуванні водою чи розчинами деякі глинисті ґрунти, навіть в напруженому стані від дії навантаження чи власної ваги, здатні збільшуватися в об'ємі. Вони називаються набрякаючими. При зменшенні вологості набрякаючих ґрунтів виникають деформації усадки, які мають об'ємний характер. Збільшення вологості набрякаючих ґрунтів в основі фундаментів веде до підйому останніх, а зменшення – до їх осадки, що повинне враховуватися при проектуванні, будівництві та експлуатації міських будівель. Окрім того, *можливі горизонтальні деформації ґрунту, які викликають появу горизонтального тиску набрякання, яке потрібно враховувати в роботі заглиблених частин будівель.*

Причинами набрякання ґрунту в основі є: зволоження ґрунту підземними і техногенними водами; підвищення вологості за рахунок підйому РГВ; накопичення вологи під будівлями в обмеженій по глибині зоні внаслідок порушення природних умов випаровування при забудові території (екранування масиву ґрунту спорудами, покриттями при плануванні території); зміна водно-теплового режиму під дією сезонних кліматичних факторів.

Усадка ґрунту викликається, в основному, зменшенням вологості під дією температури від технологічних установок чи кліматичних факторів.

Суттєво впливає на властивості вологих пилувато-глинистих ґрунтів їх замерзання. Вода, яка знаходиться в порах ґрунту, при замерзанні перетворює його в тверду монолітну масу, при цьому відбувається збільшення об'єму замерзлого ґрунту – так зване *морозне набрякання*, яке викликає нерівномірне підняття земної поверхні, іноді на десятки сантиметрів. На деформацію ґрунтів при замерзанні суттєвий вплив має вологість, щільність, структура і глибина промерзання ґрунту. Морозне набрякання ґрунтів нерідко приводить до серйозних пошкоджень будівель як при їх зведенні, так і в період експлуатації. При відтаюванні мерзлих ґрунтів відбувається різке порушення їх структури, яке супроводжується опусканням земної поверхні, має характер місцевих швидких просадок, що особливо небезпечно для міських будівель.

Особливу увагу, з точки зору експлуатаційної надійності міських будівель, заслуговують *набрякаючі глинисті ґрунти*, які перебуваючи в напруженому стані від дії навантаження або від власної ваги, можуть при замочуванні водою збільшуватися в об'ємі, при цьому величина відносного набрякання зразка без прикладання зовнішнього навантаження $\varepsilon_{s\omega} \geq 0.04$.

Залежно від величини відносного набрякання $\varepsilon_{s\omega}$ набрякаючі ґрунти класифікуються, як:

- ***слабонабрякаючі*** – $0.04 < \varepsilon_{s\omega} \leq 0.08$;
- ***середньонабрякаючі*** – $0.08 < \varepsilon_{s\omega} \leq 0.12$;
- ***сильнонабрякаючі*** – $\varepsilon_{s\omega} > 0.12$.

Процес набрякання – зворотній: набрякаючі ґрунти при висиханні зменшуються в об'ємі, тобто дають усадку, а при наступному замочуванні знову набрякають. Крім того, можливі горизонтальні деформації ґрунту,

які викликають виникнення горизонтального тиску набухання, яке слід враховувати при експлуатації заглиблених частин споруд.

Набрякаючі ґрунти поширені в Криму біля міст Керчі та Феодосії, на сході України. Потужність набрякаючих ґрунтів коливається від декількох до десятків метрів.

Комплексні дослідження проблеми будівництва на набрякаючих ґрунтах були початі в кінці 50-х років. Цікаво відмітити, що в цей період при обстеженні пошкоджених споруд, зведених на глинистих набрякаючих ґрунтах, спеціалісти пояснювали виникнення деформацій різким зменшенням міцності ґрунтів, пов'язаних з їх зволоженням і нерівномірною додатковою осадкою будівель. При детальнішому вивченні було вияснено, що найбільші деформації характерні лише для порівняно легких споруд. Дійсною причиною деформацій виявилось набрякання ґрунтів, яке викликало не осадку, а нерівномірне піднімання споруд. Зараз прийнято вважати, що здатність ґрунтів до набрякання пов'язана з особливостями їх мінерального, хімічного і гранулометричного складу, типом структурних зв'язків та іншими факторами. Основною причиною набрякання вважається збільшення товщини водяних плівок в контактах між частинками ґрунту. Вода, наче розштовхує тверді частки ґрунту, діючи подібно клину.

У випадку нарушення природних умов волого обміну між ґрунтом і атмосферою, а також зміни теплового режиму процес набрякання ґрунту в основі міських будівель може продовжуватися 5÷6 років.

У вітчизняній і зарубіжній літературі наводяться приклади піднімання окремих колон каркасних буді-

вель до 90 мм і нерівномірного піднімання безкаркасних, переважно малоповерхових будівель при тиску по підошві фундаментів 0.15÷0.20 МПа, 150 мм і більше, викликаних цими причинами.

У всіх набрякаючих ґрунтів після замочування відбувається зниження характеристик міцності і деформативності в декілька разів. Наприклад, при вільному набряканні хвалинських глин їх модуль деформації зменшується з 40 до 5 МПа. За наявності навантаження від ваги споруди чи від власної ваги ґрунту модуль деформації зменшується в значно меншій мірі.

Для надійної експлуатації будівель на набрякаючих основах необхідно знати такі їх характеристики:

Тиск набрякання $P_{s\omega}$ – тиск, який розвивається в ґрунті в процесі його набрякання при неможливості об´ємного розширення.

Відносне набрякання $\varepsilon_{s\omega}$ ***при різних тисках на ґрунт*** - оцінюється по зміні висоти зразків ґрунту при набряканні під навантаженням:

$$\varepsilon_{s\omega} = (h_{sat} - h_n) / h_n , \qquad (1.24)$$

де h_{sat} – висота зразка після його набрякання за рахунок замочування ґрунту до повного водонасичення;

h_n – початкова висота зразка до замочування.

Розрахункова межа зони набрякання ґрунту $H_{s\omega}$ – відстань від підошви фундаменту до пласту, де сумарний тиск рівний тиску набрякання ґрунту $P_{s\omega}$.

Вологість набрякання при відсутності навантаження $\omega^0_{s\omega}$ ***і під заданим тиском*** $\omega_{s\omega}$ – вологість ґрунту після завершення його набрякання в умовах, що виключають можливість бокового розширення.

Можливий підйом ґрунтової основи $h_{s\omega 0}$.

Причинами набрякання ґрунту в основі міських будівель, у більшості випадків, є:

- зволоження ґрунту техногенними водами;
- підвищення вологості за рахунок підйому рівня ґрунтових вод;
- накопичення вологи під будівлями в обмеженній по глибині зоні внаслідок екранування масиву ґрунту;
- зміна водно-теплового режиму під дією сезонних кліматичних факторів.

Експериментальними дослідженнями встановлено, що в міру віддалення від точки замочування вертикальні деформації основи зменшуються і залежність підйому основи від відстані до точки замочування може бути прийнята лінійною.

На рис. 1.25, *а* наведена епюра навантаження q, яке передається на основу через абсолютно гнучку балку і епюра тиску набрякаючого ґрунту $P_{s\omega}$, яка спостерігалась би при неможливості підйому поверхні основи. Розрахункова схема підйому основи наведена на рис. 1.25, *б*. Максимально можливий підйом основи $h_{s\omega 0}$ в центрі замочування (точка O) визначається за формулою:

$$h_{s\omega 0} = \sum_{i=1}^{n} \varepsilon_{s\omega i} \times h_i \times k_{s\omega i}\,, \qquad (1.25)$$

де n – кількість пластів, на яку розбита зона набрякання ґрунту;

$\varepsilon_{s\omega i}$ – відносне набрякання i-того пласту ґрунту від власної ваги і зовнішнього навантаження;

h_i – товщина i-того пласту ґрунту;

$k_{s\omega i}$ – коефіцієнт умов роботи (менший за одиницю).

Підйом основи $h_{s\omega}$ в точці i, яка знаходиться на відстані x_i від джерела замочування (точка O), визначається з наступних формул:

$$\text{при } x_i < R \text{ і } P_{s\omega i} > q \quad h_{s\omega} = \frac{\left(P_{s\omega i} - q_i\right)}{k}, \tag{1.26}$$

$$\text{при } x_i \geq R \text{ і } P_{s\omega i} \leq q \quad h_{s\omega} = 0, \tag{1.27}$$

де R – радіус зони замочування основи;

k – коефіцієнт жорсткості набрякаючого ґрунту, який характеризує зміну тиску ґрунту залежно від величини підйому основи.

Тиск набрякання $P_{s\omega i}$ в точці i визначається за формулою:

$$P_{s\omega i} = P_{s\omega 0} \times \left(1 - \frac{x_i}{R}\right), \tag{1.28}$$

де $P_{s\omega 0}$ – тиск набрякання в центрі джерела замочування.

Розрахункова схема підйому основи наведена на рис. 1.25, *б*. Параметри k і $P_{s\omega 0}$, що фігурують у формулах (2.36) і (2.37) визначаються за даними досліджень набрякаючих ґрунтів ділянки забудови.

Сезонні зміни вологості набрякаючих ґрунтів супроводжуються опусканням і підйомом земної поверхні.

Для деяких видів набрякаючих ґрунтів лінійна усадка майже співпадає з лінійним набряканням, тому при експлуатації міських будівель за умови наявності в основі набрякаючих ґрунтів необхідно враховувати здатність набрякаючих ґрунтів давати значну усадку при зменшенні їх вологості.

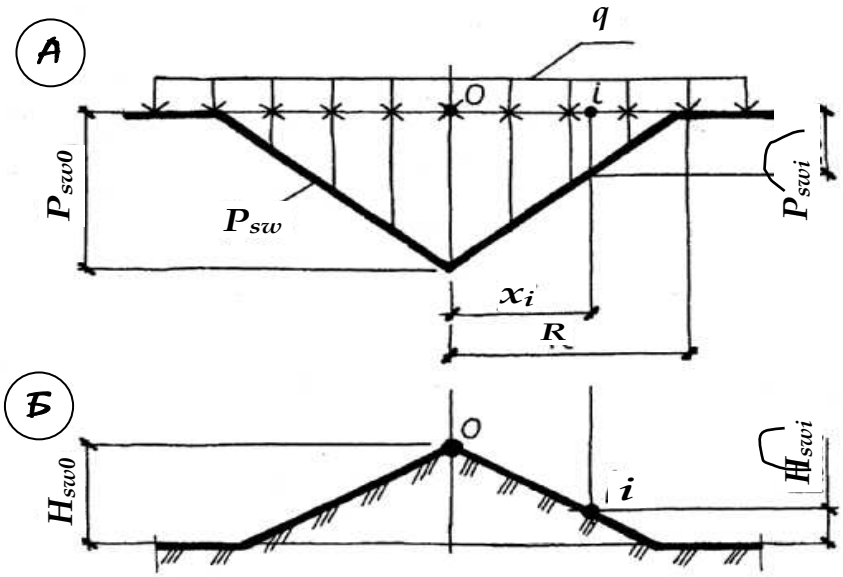


Рис. 1.25. Розрахункові схеми навантажень (*а*) і підйому набрякаючої основи (*б*)

Деформація набрякаючого ґрунту за рахунок усадки визначається за формулою:

$$S_{sh} = \sum_{i=1}^{n} \varepsilon_{shi} \times h_i \times k_{sh}, \qquad (1.29)$$

де ε_{shi} – відносна лінійна усадка ґрунту i-того шару від висихання, яку визначають за відношенням різниці висот найвологішого та найбільш висушеного зразків до висоти зразка природної вологості;

h_i – товщина i-того шару ґрунту;

n – кількість шарів ґрунту;

k_{sh} = 1.3 – коефіцієнт умов роботи.

1.2.8. Слабкі водонасичені ґрунти

Властивостям слабких водонасичених глинистих ґрунтів та проблемам їх застосування в якості основ будівель і споруд присвячені роботи Абєлєва М.Ю., Далматова Б.І., Доброва Е.М., Євгеньйова І.Є., Клєпікова С.М., Малишева М.В., Метелюка М.С., Резнікова О.М., Соловйова Ю.І. та інших.

На вітчизняних і міжнародних конференціях в Таліні (1965 р.), Бангкоку (1977 р.), Варні (1980 р.) вирішено виділити в особливу групу слабкі водонасичені глинисті ґрунти, значення модуля деформації яких у діапазоні тисків до 0.3 МПа рівне або менше 5.0 МПа, а ступінь вологості більше 0.8, тобто ті ґрунти, більше 80% пор яких заповнені водою. Харктеристики міцності ґрунтів не були прийняті в якості класифікаційних ознак, так як ці характеристики, які визначались різними приладами і за різними методиками, суттєво відрізняються і не могли бути точним індикатром приналежності ґрунтів до вказаної групи.

До слабких водонасичених глинистих ґрунтів відносять ґрунти різного походження (алювіальні, морські, делювіальні та інші), які в результаті літогенезу або інших природних факторів, стали сильно стисливими і водонасиченими. До цієї групи відносять мули, стрічкові глини, водонасичені лесові макропористі ґрунти, сапропелі, а також деякі інші види глинистих ґрунтів.

До слабких (дуже стисливих) ґрунтів належать водонасичені мулисті супіски ($e > 0.9$), суглинки ($e > 1.0$), глини ($e > 1.5$), стрічкові глини, мули, сапропелі.

Для таких ґрунтів характерна дуже висока стисливість, яка проявляється повільно і викликає надмірне

осідання, а також великий ступінь вологості ($S_r \geq 0.8$). В діапазоні тисків до 0.3 МПа вони мають модуль деформації $E \leq 5.0$ МПа.

Значна площа України складена слабкими ґрунтами різного походження. Морські глинисті відкладення Чорноморського басейну розташовані на Керченському півострові, а також уздовж Азовського узбережжя. Слабкі водонасичені ґрунти алювіального походження займають великі території в долинах Дніпра та деяких інших річок. Товщина шару слабких ґрунтів часто досягає 30.0 м. Будівлі і споруди, зведені на слабких ґрунтах, зазнають великі осадки. Відомі, наприклад, випадки осадок споруд, які досягали 2.0 м.

Лесові ґрунти, які займають більше половини території України, в результаті замочування під час техногенної дії, також слід віднести до слабких водонасичених ґрунтів.

Більшість слабких ґрунтів має тиксотропні властивості, тобто в процесі ущільнення водонасичених ґрунтів одночасно з повільним відтискуванням порової води відбувається повільне наростання модуля деформації E і міцності ґрунтів. При швидкому навантаженні ґрунту його модуль деформації значно понижується, і навпаки, при повільному навантаженні модуль деформації і характеристики міцності набувають вищих значень порівняно з початковим станом ґрунту.

Аналіз причин деформацій будівель і споруд, розміщених на слабких водо насичених ґрунтах показав, що їх характеризують три основні особливості, специфічні для всієї групи слабких ґрунтів, які необхідно враховувати при проектуванні та експлуатації міських будівель.

Перша особливість – висока стисливість ґрунтів, яка приводить до дуже великих осідань будівель, розміщених на них, і в результаті – деформації та аварії споруд.

Друга особливість – їх мала міцність (низькі значення опору зсуву). Саме через це дуже проблематичним є забезпечення стійкості фундаментів і цілих споруд на слабких ґрунтах. Для більшості таких ґрунтів значення коефіцієнта зчеплення від 0.01 до 0.02 МПа.

Третя особливість – велика тривалість осідань будівель (особливо на глинистих) ґрунтах, яка інколи досягає декількох десятиліть або всього терміну експлуатації споруди. Через це впродовж всього вказаного періоду приходиться проводити ремонтні (відновлювальні) роботи для відновлення експлуатаційної надійності об'єкту.

Ці особливості слабких ґрунтів при використанні їх в якості основ будівель і споруд дозволяють виділити їх в групу ґрунтів, не зважаючи на їх різне походження, різний хімічний і мінералогічний склад.

Численні дослідження деформованості слабких водонасичених ґрунтів різного генезису дозволили установити наступні основні закономірності.

А). Значення модуля деформації $\boldsymbol{E_0}$ є величина перемінна, яка суттєво залежить від напруженого стану зразка ґрунту. При визначенні модуля деформації $\boldsymbol{E_0}$ необхідно вказувати, для якого діапазону зміни напружень одержане дане значення. Ця величина, наприклад, для деяких видів мулів при зміні тиску від 0.0 до 0.5 МПа може змінюватися в 7 разів, тобто помилка може досягнути 700%.

Б). Величина модуля деформації слабких водонасичених глинистих ґрунтів суттєво залежить від режиму

навантаження зразків (траєкторії навантаження). При навантаженні слабких водонасичених глинистих ґрунтів малими ступенями тиску графіки залежності відносної деформації (або коефіцієнта пористості) від діючого тиску суттєво відрізняються від аналогічних графіків при навантаженні цих же зразків-близнюків слабкого ґрунту більшими ступенями тиску.

В). При стисканні зразків слабких водонасичених глинистих ґрунтів у компресійних приладах в процесі вимірювання порового тиску різними методами до досягнення певної величини тиску, характерної для даного виду ґрунту, спостерігаються тільки пружні деформації, менші за 0.01 мм, а поровий тиск в зразку не виникає. Величину максимального тиску, при якому зразок водонасиченого ґрунту практично не стискається, запропоновано називати структурною міцністю стискання даного ґрунту. Ця величина характеризує природну структуру ґрунту. Запропонована характеристика може використовуватися при розрахунках консолідації слабких шарів водонасичених ґрунтів, при проектуванні дрен, піщаних подушок, бетонних і залізобетонних паль і таке інше. Величина структурної міцності стискання при динамічному впливі на ґрунт може може суттєво мінятися.

Стрічкові глини – тонкошаруваті флювіогляційні відклади з піщаними і глинистими прошарками та чіткими анізотропними властивостями. Для них характерні висока вологість ω = 0.4÷0.5, мала щільність ρ = 13÷14 kH/м^3, майже повна відсутність зчеплення c_{II} = 0.02÷0.03 МПа, малий модуль деформації E = 5.0÷13.0 МПа.

Мули – пилувато-глинисті ґрунти, які утворилися на дні водоймищ і знаходяться в початковій стадії фор-

мування. Для них характерне недоущільнення. Мули бувають морські, озерні, болотні та алювіальні. В умовах природного залягання вони мають вологість, яка перевищує вологість на межі текучості, тобто такі ґрунти мають текучу консистенцію (див. фото 1.17). При дії на них навіть невеликого тиску або ударного навантаження, вони переходять в текучий стан. Показники механічних властивостей мулу досить низькі. Кут внутрішнього тертя φ = 4÷26˚; питоме зчеплення нульове, модуль деформації E=0.3÷4.0 МПа; структурна міцність R = 0.015÷0.03 МПа.



Фото 1.17. Поверхня мулу у водонасиченому (*а*) і в сухому (*б*) стані

Сапропелі – біогенні ґрунти, які належать до прісноводних мулів. Вони утворилися після саморозкладання органічних решток на дні озер. Сапропелі мають властивості, які в значній мірі залежать від умов утворення, типу водоймища, кількості органічних речовин і карбонатів. Такі відклади відзначаються надзвичайно високою вологістю ω = 0.8÷2.0; коефіцієнт пористості e = 1.7÷25.0 (обсяг твердих часток в 1.7÷25 разів менший, ніж обсяг пор); модуль деформації сапропелів $E \leq 2.0$ МПа.

Проблема використання слабких водонасичених ґрунтів к якості основ будівель і споруд вивчена достатньо добре. Тим не менше, на думку авторів, у наш час, проектування будівель і споруд на слабких ґрунтах носить індивідуальний характер і засноване на чисто емпіричному підході без обліку сумісних особливостей роботи ґрунтових основ як композиційних систем, у склад яких входять трифазні дисперсні матриці (ґрунтові засипки) та м'які (відносно розтяжні або нерозтяжні) капіляропереривающі або фільтруючі прошарки.

Експлуатація будівель і споруд на слабких ґрунтах повинна відбуватися з урахуванням таких правил:

- необхідно уникати порушення природного стану слабкого ґрунту, яке веде до різкого зниження його механічних властивостей;
- не дозволяється збільшення навантажень на фундаменти під час експлуатації будівель і споруд;
- необхідно підтримувати умови стабільного рівня ґрунтових вод;
- треба враховувати чутливість ґрунту до динамічних навантажень;
- не допускати нерівномірного навантаження фундаментів і різкої зміни величин навантажень на основу;
- при відсутності інженерних заходів захисту будівлі від нерівномірних деформацій основи – розробляти і впроваджувати їх.

1.2.9. Заторфовані ґрунти і торфи

Відповідно до діючих норм їх віднесено до біогенних (озерних, болотних або озерно-болотних) ґрунтів.

Вони розповсюджені головним чином у північних районах України.

До заторфованих ґрунтів належать піщані та пилувато-глинисті ґрунти з відносним вмістом органічних речовин від 0.1 до 0.6. Якщо відносний вміст органічних речовин більший за 0.6, то такий ґрунт називається торфом. Крім того, використовують класифікацію заторфованих ґрунтів за відносним вмістом органіки.

Так, при $0.1 < I_{or} \leq 0.25$ ґрунт вважають слабозаторфованим:

- при $0.25 < I_{or} \leq 0.40$ – середньозаторфованим,
- при $0.40 < I_{or} \leq 0.50$ – дуже заторфованим.

В умовах природного залягання такі ґрунти, як правило, водонасичені. При цьому ґрунтові води агресивні щодо підземних конструкцій будівель і споруд.

Заторфовані ґрунти і торфи можуть залягати на поверхні (відкриті), або на деякій глибині від поверхні (поховані). Поховані – щільніші, ніж відкриті.

Торфи та заторфовані ґрунти відзначаються великою стисливістю і порівняно малою структурною міцністю. Це пов'язано, насамперед, зі значною пористістю ґрунту, яка досягає кількох сотень відсотків, тобто об'єм мінеральної та органічної частин в кілька разів менший ніж об'єм пор. Структурна міцність таких ґрунтів коливається від 0.01 до 0.045 МПа, модуль деформації для відкритих торфів $E = 0.1 \div 0.25$ МПа, а для похованих – $E = 1 \div 3$ МПа.

В районі надзаплавної тераси колишньої річки Либідь у м. Києві п'ятиповерхові житлові будинки зведені на нерівномірній товщі заторфованого ґрунту. За кілька років експлуатації цих будинків відбулося осідання фундаментів в середньому на 0.75 м, а в окремих випадках –

близько 0.98 м. Аналогічний випадок зареєстрований з житловим будинком на бульварі Шевченка в столиці України, де середнє осідання становить 0.6 м.

Органічні речовини в заторфованих ґрунтах зазнають поступової мінералізації (розкладання), які ведуть до появи додаткової пористості та інтенсифікації деформацій. Чим більший ступінь розкладання, тим менша деформативність ґрунту.

Завдяки значній деформативності дуже заторфованих ґрунтів та торфу влаштування фундаментів і експлуатація будівель безпосередньо на їх поверхні неможливі. Якщо в основі будівлі є шар ґрунту з модулем деформації $E \leq 5.0$ МПа, товщина якого більша за ширину фундаменту, осідання основи визначають з урахуванням загального тиску на рівні підошви фундаменту (разом з природним тиском).

Прикладом будівель, які успішно експлуатуються на заторфованих ґрунтах з прошарками піску, є виробничі цехи картонно-паперової фабрики в м. Обухів Київської області. Фундаменти з коротких забивних паль запроектовані так, що розрахункове осідання основи спільно з осіданням заторфованого шару не перевищує граничного, а навантаження на ґрунт не перевищує його несучої здатності.

1.2.10. Пливуни

Пливунними властивостями володіють ґрунти, скелет яких складається з мінеральних часток з великою сумарною поверхнею (наприклад, дрібнозернисті, пилуваті, глинисті і мулисті піски).

За наявності в складі скелету більше, як 2% колоїдних часток, гідрофільних мінералів, пливунними влас-

тивостями можуть володіти піщано-гравійні ґрунти. Такі пливуни називаються «істинними». Ці колоїдні частки здатні утримувати біля своєї поверхні товсті гідратні оболонки, які значно понижують сили тертя між частками скелету ґрунту. Гідродинамічний тиск рухомої фільтраційної води, навіть при невеликому градієнті приводить, в такому випадку, до руху ґрунту разом з водою.

При влаштуванні або аварійному утворенні виїмок в пливунах простір котловану швидко заповнюється ґрунтом, що спливає з його стінок. Навкруг виїмки може спостерігатися пониження поверхні землі, часто разом з існуючими будівлями. Таке явище спостерігалось при аварії на каналізаційному колекторі між п'ятиповерховими житловими будинками № 3 і 5 на проспекті Т. Шевченка в м. Червонограді Львівської області.

Міцність надійних в сухому стані дрібних і пилуватих пісків помітно понижується в міру заповнення їх пор водою, особливо при вмісті в таких пісках деякої кількості глинистих і органічних колоїдних включень, рівномірно розподілені в них. Глинисті і колоїдні частки грають роль «мастила», надаючи піскам більшої рухливості. Такі піски під невеликим тиском навіть при відсутності води здатні розтікатися і їх часто називають пливунними пісками або «псевдопливунами».

Ці піски слід відрізняти від «істинних» пливунів. Причиною рухливості і нестійкості таких пісків є мікроорганізми, що знаходяться в ґрунті. Мікроорганізми в результаті своєї життєдіяльності виробляють газ, кульки якого створюють додатковий тиск в поровій воді, надаючи ґрунтові додаткову рухливість.

Піски-пливуни («псевдопливуни») та істинні пливуни можна використовувати в основі міських будівель тільки при

дотриманні спеціальних вимог і тільки тоді, коли виконані заходи, що виключають можливість їх горизонтального зсуву.

Так само як і глинисті ґрунти, в текучому, а при тиску на них більшому, як 0.15 МПа і в текучопластичному стані, пливуни можуть витискуватися з-під фундаментів, тому використання їх в основі будівель повинне бути обґрунтоване з точки зору їх експлуатаційної надійності та геостійкості.

1.2.11. Сезонно мерзлі ґрунти

Пилувато-глинисті ґрунти, які розміщені близько до поверхні землі, часто мають підвищену вологість. В зимовий період, промерзаючи, такі ґрунти внаслідок морозного набрякання можуть збільшуватися в об'ємі.

Морозне набрякання завдає суттєвої шкоди міським будівлям, дорогам і залізницям, а тому має бути враховане в процесі їх проектування та експлуатації.

Розглянемо коротко основні процеси, що відбуваються в ґрунтах під час промерзання і які приводять до морозного набрякання основ міських будівель.

Спочатку, перед утворенням льоду, відбувається випаровування вологи з об'ємним збільшенням кількості повітря в порах. Далі об'єм води зростає, вона поступово переходить в твердий стан, створюються умови для міграції вологи в зону промерзання. Подальший вплив від'ємної температури на поверхневі шари глинистого ґрунту призводить до повільного об'ємного розширення льоду, а разом з ним ґрунту приблизно на 1/11 частину початкового об'єму і морозного набрякання вверх. В практиці відомі випадки морозного набрякання ґрунту, обумовленим рухом вологи з нижчих шарів вверх в зону

промерзання. В таких випадках початковий об'єм води може збільшитися до 60% (рис. 1.26, *а*, *б*).

На величину та інтенсивність морозного набрякання ґрунту впливає також сезонна глибина його промерзання, яка в різних географічних зонах неоднакова і залежить від кліматичних умов і типу ґрунту.

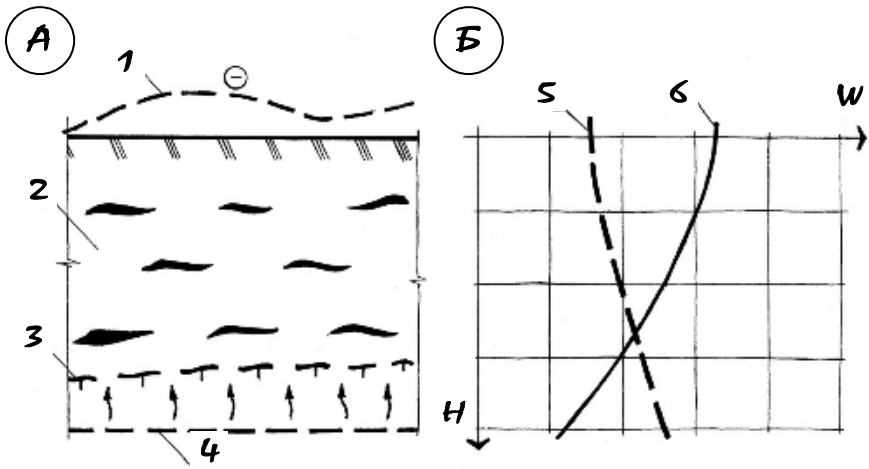


Рис. 1.26. Процес міграції вологи в сезонно мерзлому ґрунті:
а – фрагмент геологічної будови ділянки; *б* – графік зміни вологості залежно від глибини; *1* – рівень морозного набрякання; *2* – мерзлий ґрунт; *3* – фронт промерзання; *4* – рівень ґрунтової води; *5* – вологість ґрунту до промерзання; *6* – вологість ґрунту після промерзання

Піщані ґрунти, завдяки відкритості пор, промерзають на більшу глибину, ніж пилувато-глинисті, особливо суглинки та глини, в яких більшість пор закриті.

Найінтенсивніша міграція води до лінії промерзання виникає в ґрунтах з великим вмістом пилуватих частинок розміром від 0.05 до 0.005 мм. Такими ґрунтами є супіски, суглинки, пилуваті піски.

Поряд з будівлями, які обігріваються, глибина промерзання ґрунту менша, ніж на відкритих місцях. Це вплив тепла, що випромінюється будівлею, вводами інженерних мереж, сонячною радіацією від південних стін. Для будівель, які не обігріваються, глибина промерзання завжди більша, ніж на незабудованій території. Тут впливають такі фактори, як неможливість опадів (снігу) на забудовану ділянку, проникнення сонячної радіації під будову.

Збільшення об'єму сезонно-мерзлого ґрунту супроводжується розвитком тиску в зоні промерзання, відбувається складна взаємодія ґрунту і фундаменту. *Ґрунт міцно змерзається з боковою поверхнею фундаменту і тоді, внаслідок набрякання, піднімає фундамент вверх, переборюючи опір ваги наземних конструкцій і самого фундаменту.*

Такі деформації можна спостерігати в будівлях і спорудах поблизу річок, стариць, на ділянках забудови з високим рівнем ґрунтових вод. Відомі випадки, коли крупнопанельні будинки, після зведення двох-трьох поверхів узимку піднімалися вгору, хоч під підошвою фундаментів промерзання не було. В даному випадку спрацювало змерзання бокової поверхні фундаментів з ґрунтом засипки котловану.

Небезпека таких деформацій для будівель полягає з одного боку в тому, що набрякання під плямою будівлі бувають неоднаковими. З іншого боку, після розмерзання вологого або перезволоженого ґрунту, збільшується нерівномірне осідання фундаментів.

Стійкість фундаментів до дії дотичних сил морозного набрякання перевіряють за формулою:

$$\tau_{s\omega} \times A - N \le \frac{\gamma_c}{\gamma_g} \times Q_f, \qquad (1.30)$$

де $\tau_{s\omega}$ – розрахункова питома дотична сила морозного набрякання, МПа;

A – площа бічної поверхні фундаменту в зоні розрахункової глибини промерзання, м^2;

N – постійне навантаження, що діє на ґрунт, враховуючи вагу фундаменту і ґрунту на його виступах, МПа;

$\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи;

$\gamma_g = 1.1$ – коефіцієнт надійності для ґрунту;

Q_f – розрахункове значення сили тертя ґрунту по боковій поверхні фундаменту.

$$Q_f = \sum_{i=1}^{n} f_{fi} \times A_{fi}, \qquad (1.31)$$

де f_{fi} – розрахунковий опір зрушенню немерзлого ґрунту по боковій поверхні фундаменту в i-тому шарі, (для пилувато-глинистого ґрунту f_{fi}=0.02 МПа; для піску – f_{fi} = 0.03 МПа);

A_{fi} – площа вертикальної поверхні зрушення в i-тому шарі ґрунту.

Експлуатаційні властивості мерзлих ґрунтів оцінюються фізико-механічними характеристиками за номенклатурою, прийнятою для немерзлих ґрунтів і додатковими показниками:

- величина відносного стискання при переході з мерзлого стану в талий;
- ступінь просадковості розмерзаючого ґрунту;
- щільність для великоуламкових і піщаних твердомерзлих і сипучо-мерзлих ґрунтів;
- консистенція для глинистих ґрунтів.

Внаслідок цементуючої дії льоду міцність ґрунтів при промерзанні значно підвищується. Вона особливо велика при швидкому збільшенні навантаження і досягає для мерзлих пісків 5.0÷15.0 МПа, для мерзлих глин –

1.0÷5.0 МПа. При довготривалій дії навантаження опір мерзлого ґрунту ***R*** зменшується в 5÷15 разів внаслідок пластичних властивостей льоду. Нормативний опір стисканню твердо-мерзлих ґрунтів визначається довготривалим опором і рівний при температурі від 0.5^{o} до -4^{o} С для піщаних ґрунтів 0.4÷1.5 МПа, для суглинків і глин – 0.2÷0.8 МПа.

При розмерзанні ґрунтів відбувається різке порушення їх структури. Мулисті і глинисті ґрунти перетворюються в текучопластичну масу, яка характеризується великим перезволоженням і малою несучою здатністю.

Відтаювання лінз і прошарків льоду у товщі ґрунту супроводжується осіданнями земної поверхні, які мають характер місцевих інтенсивних за проходженням просадок, особливо небезпечних для будівель і споруд.

Модуль деформації мерзлого ґрунту при переході в розмерзлий стан міняється в дуже широких межах залежно від наявності в ньому льоду.

Розмерзлі ґрунти при тиску на них ***P*** = 0.1 МПа, мають наступні значення модуля деформації ***E***, МПа: крупно-уламкові – 3.0÷30.0 МПа; піски – 2.0÷20.0 МПа; супіски – 1.0÷10.0 МПа; суглинки – 0.5÷2.5 МПа; глини – 0.4÷1.5 МПа.

Якщо розмерзання ґрунту основи відбувається в процесі експлуатації будівлі, то в такому випадку необхідно враховувати два види деформації основи:

- осідання розмерзання, яке не залежить від тиску на ґрунт;

- осідання ущільнення, яке залежить від тиску фундаменту і власної ваги ґрунту.

Найбільше розмерзання відбувається під середньою частиною будівлі, менше – біля її країв. Розмі-

щення зони розмерзання ґрунту в основі будівлі визначається теплотехнічним розрахунком або за даними натурних спостережень.

Глибина розмерзання визначається по декількох вертикалях:

- під серединою будівлі – H_c;
- під її краєм – $H_к$;
- на відстані ***0,25*** і ***0,4B*** від центру будівлі.

В загальному випадку повне осідання основи S складається з осідання ущільнення S_c під навантаженням, осідання ущільнення S_r від власної ваги ґрунту і осідання розмерзання S_o (рис. 1.27):

$$S = S_c + S_r + S_o. \qquad (1.32)$$

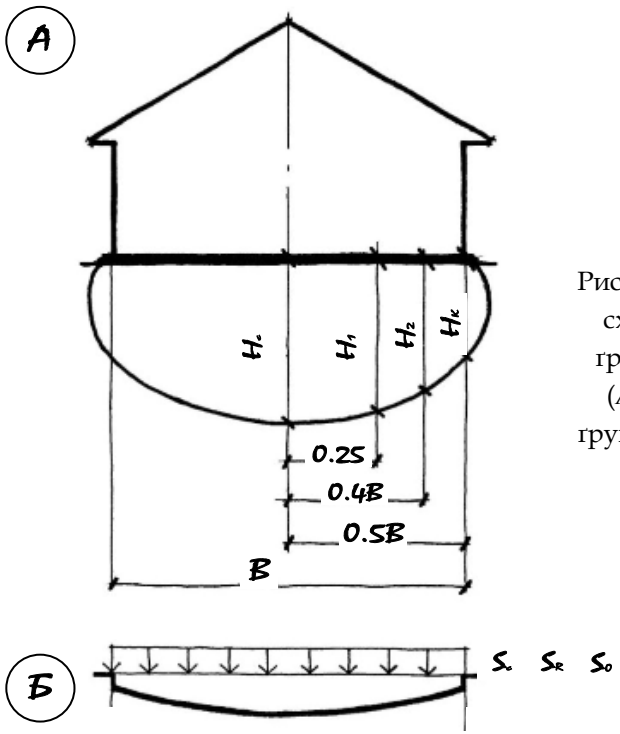


Рис. 1.27. Розрахункова схема розмерзання ґрунту під будівлею (*А*) і епюри осадок ґрунтової основи S_c, S_R, S_0 (*Б*)

1.2.12. Насипні ґрунти – це відклади, штучно утворені людиною. Вони мають обмежену площу і досить різну потужність. Насипні ґрунти характерні значною неоднорідністю складу, нерівномірністю стисливості, можливістю самоущільнення, особливо від вібраційних навантажень або замочування, а також від розкладання органічних речовин.

У старовинних містах, які існують сотні років, товщина шару насипного ґрунту (культурного шару) досягає 40 м. В наш час утворюється багато твердих відходів від діяльності промисловості. В Україні щорічно тільки за рахунок згоряння вугілля утворюється більше 15 млн тон золи і шлаків.

Залежно від складу та особливостей будови насипні ґрунти поділяють на три групи:

Перша група – штучні відклади, утворені організованим відсипанням. Такі насипні ґрунти відзначаються однорідністю складу і рівномірною стисливістю. Як правило, це галька, гравій, пісок, шлак. Вони утворюються сухим способом з ущільненням укладеного матеріалу або шляхом намиву.

Друга група – відвали ґрунтів та відходів підприємств (шлаки, формувальний ґрунт, відходи вугільної промисловості), які хоча і однорідні за складом, але мають нерівномірну стисливість.

Третя група – звалища відходів підприємств, побутових відходів. Такі відкладення відзначаються великою та нерівномірною стисливістю.

Строки консолідації (самоущільнення) насипного ґрунту від його власної ваги, після яких ці ґрунти можуть бути віднесені до таких, що злежалися (консолідованих), залежать від їх складу та характеру утворення

насипу. Орієнтовно можна керуватися строками, наведеними в таблицях нормативних документів та інструкцій [17].

Нерівномірне осідання основ, складених насипними ґрунтами, як правило викликається:

- зміною складу насипних ґрунтів по глибині і в плані;
- нерівномірною щільністю насипних ґрунтів;
- зміною вологості, особливо для глинистих ґрунтів;
- різною товщиною шару насипних ґрунтів;
- наявністю в насипних ґрунтах сильно стисливих прошарків;
- підвищеним вмістом органічних включень;
- заляганням нижче насипних ґрунтів сильно стисливих шарів ґрунту;
- наявністю в насипних ґрунтах крупних включень і пустот, величина яких не менше ширини фундаментів.

Основи і фундаменти міських будівель на насипних ґрунтах повинні забезпечувати умову неперевищення повного осідання фундаменту, допустимого для данного типу будівлі чи споруди.

Повне осідання S_f фундаменту визначається як сума осідань, викликаних його навантаженням і додатковими факторами:

$$S_f = S + S_{f1} + S_{f2} + S_{f3} + S_{f4}, \qquad (1.33)$$

де S – осідання фундаменту від експлуатаційного навантаження, яке визначається за методикою чинних нормативних документів;

S_{f1} – додаткове осідання основи від самоущільнення насипних ґрунтів під власною вагою;

S_{f2} – те саме, внаслідок замочування, пониження рівня ґрунтових вод;

S_{f3} – те саме, при розкладанні органічних включень;

S_{f4} – те саме, за рахунок ущільнення підстиляючих ґрунтів від ваги насипу.

Додаткові осідання S_{f1} і S_{f2} можна визначати за формулами:

$$S_{f1} = \gamma_{c1} \times \beta \times \sigma_{zg} \times h / E ; \quad (1.34)$$

$$S_{f2} = \gamma_{c2} \times \beta \times \sigma_{zg} \times h / E , \quad (1.35)$$

де γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти ущільнення насипного ґрунту;

β = 0.8 – безрозмірний коефіцієнт;

$\sigma_{zg} = 0.5 \times \gamma \times h$ – середнє вертикальне напруження в насипному ґрунті від його власної ваги;

γ – середнє значення приведеної ваги насипного ґрунту у водонасиченому стані;

h – товщина шару насипного ґрунту під фундаментом;

E – середнє значення модуля деформації насипного ґрунту.

Додаткове осідання S_{f3} при вмісті в насипних ґрунтах органічних включень від 0.03 до 0.1 вираховується за формулою:

$$S_{f3} = \eta \times k_0 \times w \times \gamma_d \times h / \gamma_s , \quad (1.36)$$

де η = 0.75 – коефіцієнт, що враховує умови залягання органічних включень в насипних ґрунтах;

k_0 – коефіцієнт, що враховує можливість розкладання органічних включень (для водонасичених ґрунтів k_0 = 0.2, для інших – k_0 = 0.5);

w – середній вміст органічних включень;

γ_d – питома вага сухого насипного ґрунту;

γ_s – питома вага твердих часток ґрунту;

h – товщина насипного ґрунту, що лежить нижче підошви фундаменту.

Додаткове осідання S_{f4} за рахунок ущільнення підстиляючих насип ґрунтів при експлуатації будівель і споруд можна не враховувати, якщо давність відсипки насипних ґрунтів перевищує один рік для піщаних ґрунтів, 2 роки – для глинистих ґрунтів вище РГВ і 5 років – для ґрунтів, що знаходяться нижче РГВ.

Для перевірки несучої здатності насипних ґрунтів і достатності розмірів фундаментів можна користуватися значеннями розрахункових опорів R_0, наведених в нормативних документах та інструкціях.

Користуючись таблицями значень розрахункових опорів R_0, треба знати:

- значення R_0 відносяться до фундаментів з глибиною закладання h_1 = 2.0 м; при глибині закладання фундаментів h_1 < 2.0 м значення R_0 множаться на коефіцієнт $\gamma_g = h + h_1 / 2 \times h_1$;

- значення R_0 наведені для звалищ ґрунтів і відходів виробництв з вмістом органічних включень не більше 0.01 (1.0%);

- для консолідованих відвалів і звалищ ґрунтів і відходів виробництв значення R_0 перемножуються на 0.80;

- значення R_0 для проміжних значень S_r допускається визначати інтерполяцією.

1.2.13. Зміна рівня ґрунтових і підземних вод

Підвищення або пониження рівня води у водоймищі викликає відповідну зміну тиску на ґрунти, які складають її дно, що приводить до додаткових деформацій ґрунтів. Якщо ці ґрунти служать основою будівлі, то вона буде відчувати додаткові деформації, пов'язані зі

зміною рівня води. В таких умовах найчастіше знаходяться мостові опори. В деяких випадках додаткові осідання при підвищенні рівня води можуть виявитися дуже небезпечними для будівлі, яка вперше сприймає такого роду впливи. Може так статися, що при першому підйомі рівня води осідання ґрунту не викличуть пошкоджень в будівлі, а при наступних періодично повторюваних осіданнях і підйомах виникне збільшення загального осідання (ефект багаторазового прикладання навантаження до ґрунту), що потягне за собою порушення міцності або експлуатаційної надійності споруди.

В піщаних ґрунтах підйом РГВ може зменшити стійкість основи проти випирання і привести до додаткового збільшення осідань будівлі. Як відомо, характерною властивістю піщаних ґрунтів є мала зміна їх об'єму при зміні вологості. Тим не менше, при насиченні водою у відповідності з законом Архімеда вага часток ґрунту зменшиться на вагу витисненої води, отже зменшиться тертя між частками і полегшиться їх відносний зсув.

Зниження рівня або напору підземних вод супроводжується ущільненням ґрунтів, які складають водоносні горизонти, в результаті чого відбувається осідання поверхні землі. Справа в тому, що пониження РГВ звільняє від води деякий об'єм ґрунтової товщі з відповідним збільшенням її ваги внаслідок виключення виважувальної протидії. Пониження РГВ на 1.0 м приводить до збільшення тиску від власної ваги ґрунту на ґрунти водоносного горизонту на 0.01 МПа. При значних за потужністю і стисливістю ґрунтових товщах це може приводити до суттєвих осідань земної поверхні.

Класичним прикладом того, до чого може привести пониження РГВ при їх відкачуванні, служить м. Мехі-

ко, де спостерігаються осідання більші за 6.0 м. Ще одним прикладом непродуманої за наслідки відкачування підземних вод є просідання з утворенням тріщин на поверхні землі в Гощанському районі Рівненської області внаслідок відкачування підземної питтєвої води для потреб м. Рівного.

В ряді випадків осідання поверхні землі можуть викликатися і падінням напору при добуванні нафти чи газу. Так, наприклад, на побережжі Лонг-Біч в Каліфорнії (США) внаслідок викачування нафти відбулось осідання земної поверхні на площі більше 140 км^2. Максимальне зміщення величиною 8.84 м зареєстровано в центрі мульди осідання, нахил в напрямку до її центру досягав 0.25%. В результаті пошкоджень інженерних споруд, розміщених на цій території, матеріальний збиток перевищив 60 млн. доларів.

Таким чином, при проектуванні нових і експлуатації існуючих будівель і споруд на територіях, де відбувається чи планується відкачування підземних вод, нафти чи газу, необхідно володіти даними про осідання земної поверхні. Прогноз такого роду осідань може бути здійснений на основі теорії консолідації (ущільнення) ґрунтів, добре розробленої в механіці ґрунтів.

1.3. КЛАСИФІКАЦІЯ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ І ДЕФОРМАЦІЙ МІСЬКИХ ТЕРИТОРІЙ

Практично вся територія України за існуючими будівельними нормами віднесена до складних інженерно-геологічних ґрунтових умов, а за їх різноманітністю і розповсюдженням Україна займає одне з перших місць у

світі. З огляду на це, оцінюючи експлуатаційну надійність ґрунтових основ та геостійкість міських будівель і споруд, практично завжди треба враховувати негативні властивості ґрунтів: низьку несучу спроможність, зміну (зменшення або втрату) її при замочуванні, реологічний розвиток деформаційних процесів, сейсмічну небезпеку і таке інше.

В цьому розділі автором розроблена і запропонована для використання класифікація видів деформацій і форм деформування міських територій, з метою обмежити для практики проектування кількості видів переміщень ґрунтової основи, на які проводиться розрахунок несучих конструкцій для визначення додаткових зусиль, обумовлених видом і величиною деформації, незалежно від причини, яка її викликала.

У переважній більшості технічних першоджерел і нормативних документів класифікація інженерно-геологічних умов міських територій представлена як так чи інакше обґрунтований розподіл їх на типи шляхом зведення різноманіття інженерно-геологічних і гідрологічних умов до невеликої кількості просторово-часового прогнозу змін даних умов і економічно оправданого вибору відповідного комплексу інженерної підготовки і (або) захисту, стосовно до запланованих видів і ризиків її містобудівного освоєння.

Ознаками виділення інженерно-геологічних видів міських територій є особливості інженерно-геологічних умов, які підтверджені і оцінені кількісно. Теоретичним обґрунтуванням класифікації вважається порівняльно-геологічний аналіз результатів досліджень, з урахуванням особливостей містобудівного використання таких ділянок і території.

Згідно інформації про наявність на території несприятливих інженерно-геологічних явищ і процесів, а також вразливостей об'єктів, розміщених на ній, розраховують ризики ураженості досліджуваної території (або окремих її ділянок) небезпечними інженерно-геологічними процесами і (за необхідності) визначають категорію складності інженерно-геологічних умов для будівництва та експлуатації міських будівель і споруд.

В один інженерно-геологічний вид об'єднуються території (ділянки), які:

- складені одним переліком літолого-генетичних або петрографічних типів порід однаково літифікованих, гіпергенно змінених процесами вивітрювання, розвантаження, а також під впливом різних техногенних факторів;
- розміщені в межах сучасних близьких тектонічних структур і геоморфологічних елементів рельєфу з урахуванням їх техногенних змін (наприклад, засипані древні ерозійні форми);
- мають приблизно однакову обводненість порід, умови живлення та дренування ґрунтових і підземних вод, їх техногенного забруднення;
- уражені визначеним набором небезпечних природних і природно-техногенних процесів, які характеризуються подібними умовами їх формування, розвитку і активізації, однаковими моделями і величинами ризику освоєння та експлуатації території при виборі заходів інженерного захисту від небезпечних інженерно-геологічних процесів.

В Україні, згідно чинних нормативних документів, до складних інженерно-геологічних умов ділянок міської забудови відносять:

- сейсмонебезпечні території з розрахунковою сейсмічністю 7 і більше балів, зони розповсюдження сейсмічних і вібраційних хвиль від техногенних джерел;

- просадкові, набрякаючі, біогенні, мулисті, елювіальні, засолені, насипні ґрунти;

- зсуви, обвали, селі, лавини, карсти, берегову абразію, підтоплення і затоплення;

- суфозійно небезпечні території, підроблювані та міські території над підземними спорудами або техногенними порожнинами;

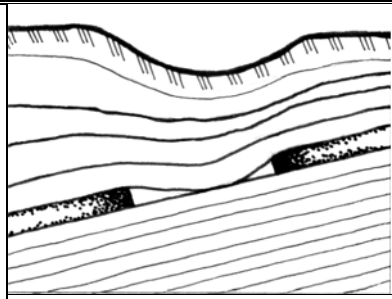
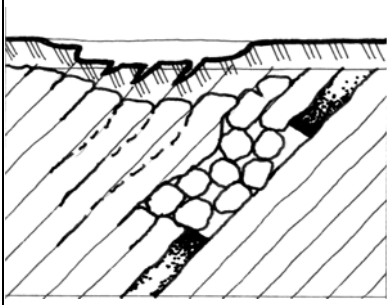
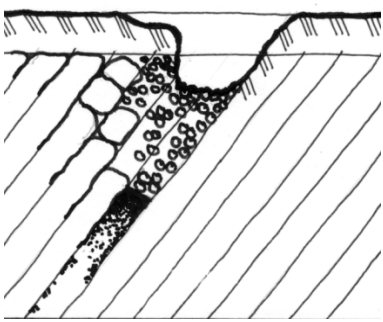
- ділянки, де спорудження нових багатоповерхових будівель створює значний статичний тиск на ґрунт і призводить до деформацій ґрунтових основ навколишніх будівель і споруд.

Питання ускладнюється тим, що на відміну від звичайних, майже всі складні ґрунтові умови характеризуються реологічними властивостями. За останні 10÷15 років внаслідок дії природних і особливо техногенних чинників відбулись суттєві, а в окремих випадках навіть принципові зміни стану і властивостей ґрунтового середовища на великій частині території України.

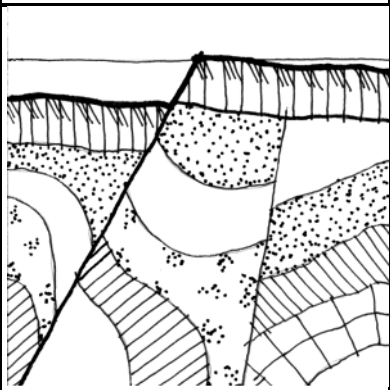
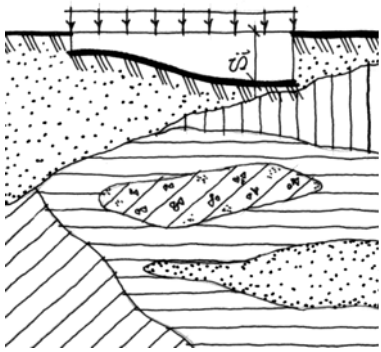
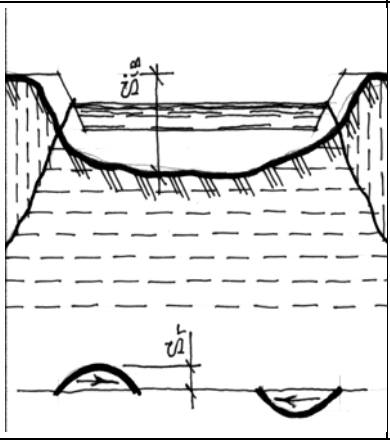
Для зручності читання та використання класифікацію видів інженерно-геологічних умов і деформацій земної поверхні міських територій зведено до шести видів і представлено в табличній формі (див. табл. 1.5).

Таблиця 1.5

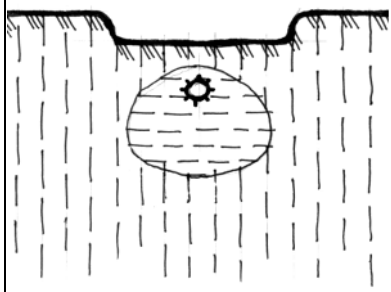
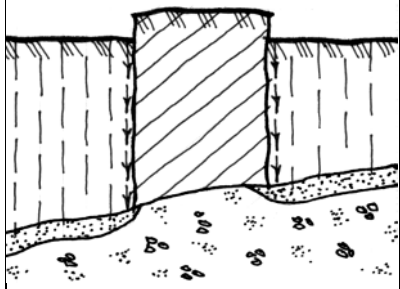
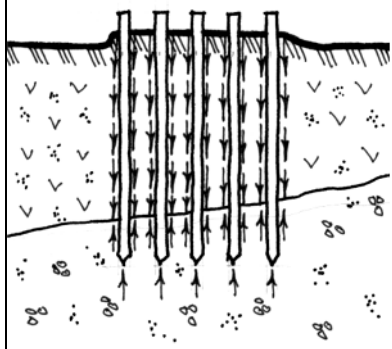
Класифікація видів деформацій земної поверхні міських територій

№ з/п	Види інженерно-геологічних умов	Ескіз вертикального розрізу ґрунтової товщі	Характер і причина деформацій
1	2	3	4
I	**Підробка ґрунтової основи міських територій**		Мульда осідання на земній поверхні при розробці пластів пологого падіння
			Осідання земної поверхні з утворенням на ній тріщин при розробці пластів крутого падіння
			Провал при розробці близько розміщених до поверхні пластів або обрушенні старих гірських виробок

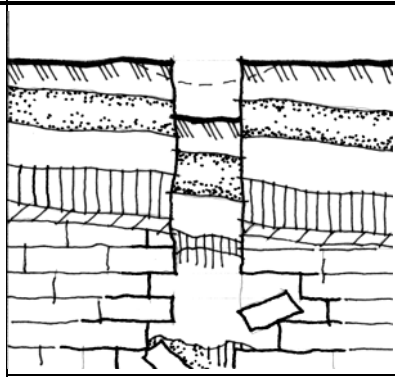
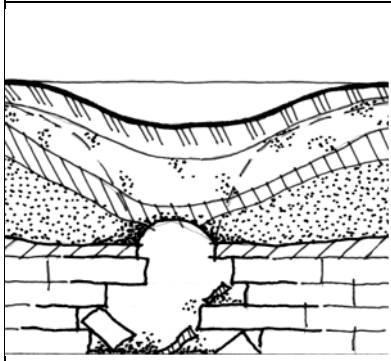
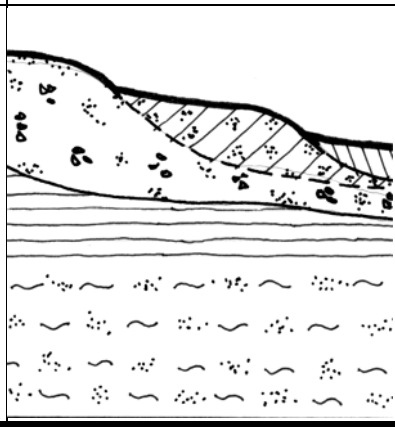
продовження табл. 1.5

1	2	3	4
II	**Тектонічні порушення**		Уступи при зсуві порід внаслідок тектонічних порушень
III	**Структурно-нестійкі основи. Неоднорідність**		Нерівномірні деформації при неоднорідності геологічної будови
	Структурно-нестійкі основи. Просідання лесових ґрунтів		Осідання при замочуванні ділянки забудови

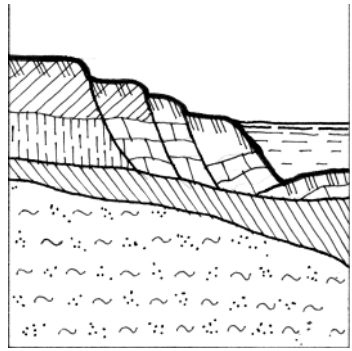
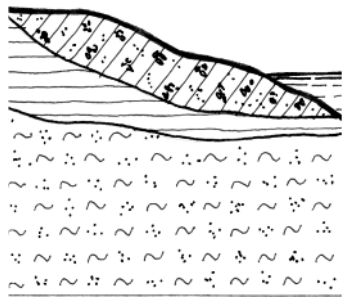
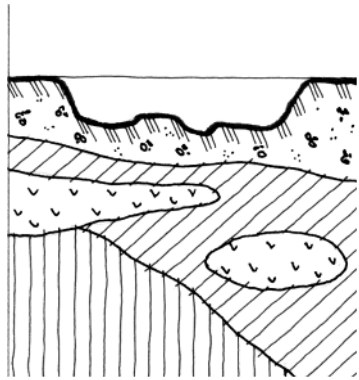
продовження табл. 1.5

1	2	3	4
III	**Структурно-нестійкі основи. Просідання лесових ґрунтів**		Просідання при локальному замочуванні основи
			Просідання основи при наявності закріпленого масиву і дії сил негативного тертя
			Просідання основи при прорізанні просадкової товщі палями і дії сил негативного тертя

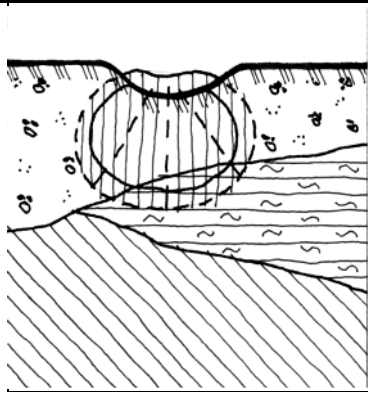
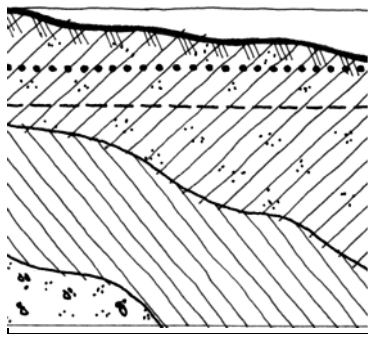
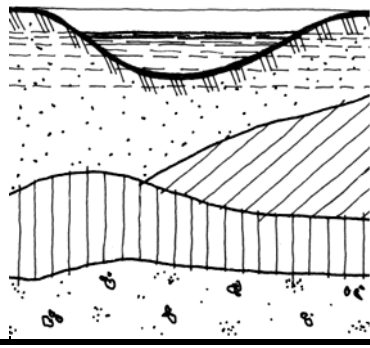
продовження табл. 1.5

1	2	3	4
IV	**Карстово-суфозійні явища**		Провал – карстова провальна впадина
			Осідання земної поверхні карстово-суфозійного походження
V	**Зсувні процеси**		Уступи при зсуві зі зрізом

продовження табл. 1.5

1	2	3	4
V	**Зсувні процеси**		Уступи при зсуві зі сколом і просадкою
			Осідання при зсуві ковзання
VI	**Зміна режиму температури і вологи ґрунтового масиву**		Набрякання від зволоження, дії хімічних речовин, морозне набрякання

продовження табл. 1.5

1	2	3	4
VI	**Зміна режиму температури і вологи ґрунтового масиву**		Усадка при дії технологічних температур
			Осідання при зміні рівня ґрунтових вод
			Осідання при зміні вологості засолених ґрунтів

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ ДО РОЗДІЛУ 1



1. Клепиков С. Н. Расчет конструкций на упругом основании. Киев : Будівельник, 1967. 184 с.
2. Клепиков С. Н. Взаимодействие конструкций с основанием. Киев, 1970. 329 с.
3. Клепиков С. Н. Расчет сооружений на деформируемом основании. К. : НИИСК, 1996. 204 с.
4. Метелюк Н. С. Геостойкость зданий и сооружений. *Совершенствование методов расчета и испытаний строительных конструкций*. К. : Будівельник, 1980. С. 15–20.
5. Метелюк Н. С. Совершенствование расчета сооружений, возводимых в сложных ґрунтовых условиях. К. : Будівельник, 1980. 143 с.
6. Строительство зданий и сооружений в сложных условиях / под ред. М. Ю. Абелева. М. : Стройиздат, 1986. 105 с.
7. Котлов Ф. В., Брашнина И. А., Сипягина И. К. Город и геологические процессы. М. : Наука, 1967. 228 с.
8. Котлов Ф. В. Изменение геологической среды под влиянием деятельности человека. М. : Недра, 1978. 263 с.
9. Демчишин М. Г. Техногенні впливи на процеси в геологічному середовищі України. *Геологія в XXI столітті. Шляхи розвитку та перспективи*. К. : Знання, 2001. С. 93–102.
10. Мала гірнича енциклопедія : в 3-х т. / за ред. В. С. Білецького. Донецьк : «Донбас», 2004.
11. Аварії на будівлях і спорудах та їх попередження. *Перша всеукраїнська науково-технічна конференція* : зб.

матеріалів. К. : Академія будівництва України, 1997. 266 с.
12. ДБН В.1.1-45:2017. Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення. Buildings and structures in difficult engineer-geological conditions. General provisions. Мінрегіонбуд України. К., 2017.
13. Руководство по проектированию зданий и сооружений на подрабатываемых территориях. *Промышленные и гражданские здания*. М. : Стройиздат, 1986. Ч. II. 304 с.
14. СНиП 2.01.09–91. Здания и сооружения на подрабатываемых территориях. М. : Стройиздат, 1991.
15. ДБН В.1.1-5-2000. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах. *Держбуд України*. К., 2000. Ч. І. 74 с.
16. Справочник строителя / Екольчик М. С., Машек А. А., Шехтман А. Ю. и др. К. : Будівельник, 1979. 536 с.
17. Основания, фундаменты и подземные сооружения : справочник проектировщика / под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. М. : Стройиздат, 1985. 480 с.
18. ДСТУ Б В.2.1-2-96. (ГОСТ 25100-95) Ґрунти. Класифікація. ПНИИС НПО «Стройизыскания».
19. Егоров К. Е. Вертикальные напряжения в основании конечной толщины. *Основания, фундаменты и механика ґрунтов*. 1992. № 5. С. 5–7.
20. Егоров К. Е. К вопросу деформации основания конечной толщины. *К расчету деформаций оснований* : сб. статей. М., 2002. С. 159–186.
21. Цытович Н. А. Механика ґрунтов. М. : Госстройиздат, 1963. 636 с.
22. Абелев М. Ю. Слабые водонасыщенные глинистые ґрунты как основания сооружений. М. : Стройиздат, 1973. 288 с.

23. Абелев Ю. М., Абелев М. Ю. Основы проектирования и строительства на просадочных ґрунтах. Стройиздат, 1979. 272 с.
24. Крутов В. И. Основания и фундаменты на просадочных ґрунтах. Киев : «Будівельник», 1982. 224 с.
25. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования. М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1985. 40 с.
26. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.0.2.01-83). М. : Стройиздат, 1986.
27. Клепиков С. Н., Трегуб А. С., Матвеев И. В. Расчет зданий и сооружений на просадочных ґрунтах. К. : Будівельник, 1987. 198 с.
28. ДБН В.1.1-5-2000. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах. *Держбуд України*. К., 2000. Ч. II. 74 с.
29. Інженерний захист та освоєння територій : довідник / за ред. В. С. Ніщука. К. : Основа, 2000. 344 с.
30. ДБН А.2.1-1-2008. Інженерні вишукування для будівництва. К. : Мінрегіонбуд України, 2008. 72 с.
31. ДБН В.2.1-10-2009. Основи і фундаменти будівель та споруд. НДІБК Мінрегіонбуду України. К., 2009. 104 с.
32. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. Bases and foundations of buildins and structures. Main principles. Мінрегінбуд України. К., 2018. 36 с.
33. Радецький Д. Н. Карти умов формування й розвитку геологічних явищ на території Рівненської області. 1976.
34. Інженерно-геологічна карта ураження території екзогенними геологічними процесами. Рівне : ГРЕ, 1984.
35. Толмачев В. В., Троицкий Г. М., Хоменко В. П. Инженерно-строительное освоение закарстованных территорий. М. : Стройиздат, 1986. 176 с.

36. Рекомендации по защите эксплуатируемых гражданских зданий в карстовых районах. НИИСК Госстроя СССР. Киев, 1989. 162 с.
37. Толмачев В. В., Ройтер Ф. Инженерное карстоведение. М. : Недра, 1990. 151 с.
38. Метелюк Н. С. Защита зданий и сооружений в карстовых районах. НИИСК. Киев, 1992. 62 с.
39. Городище в селі Стільське на Львівщині (Короткий підсумок досліджень). *Записки НТШ*. 2007. Т. CCLIII. С. 490–510.
40. ДБН В.1.1-24:2009. Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування. К. : Мінрегіон України, 2010. 108 с.
41. Stulsko. Słownik geograficzny Królewstwa Polskiego i innyh krajów słowiańskich. Warszawa : Filip Sulimierski i Władysław Walewski, 1890. T. XI (Sochaczew — Szlubowska Wola).
42. Rocznik Przemyski. Grodzisko stilskie. *Archeologia*. 2002. Z. 2. T. XXXVIII. S. 69–89.
43. Bazin S. and the SafeLand Team (Damiano E., Picarelli L., Cardellini S., Malet J.-P., Garbarino E., Gozzi A., Lovisolo M., Baron I., Jochum B., Ottowitz D., Supper R., Kumelj S., Bye L.M., Eidsvig U., Kalsnes B., Lam A., Lacasse S.). SafeLand guidelines for landslide monitoring and early warning systems in Europe – Design and required technology. *Geophysical Research Abstracts*. 2012. Vol. 14. EGU2012-1347-2.
44. ДБН В.1.1-46:2017. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення. Ingineering protection of the territories, buildings and structures from landslides and rockfalls. Main principles. К. : Мінрегіон України, 2017. 43 с.

РОЗДІЛ 2. ОЦІНКА ГЕОТЕХНІЧНОЇ НАДІЙНОСТІ ГРУНТОВИХ ОСНОВ МІСЬКИХ БУДІВЕЛЬ



2.1. ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

Як було наведено раніше (див. розділ 1), майже вся територія міст України за будівельними нормами віднесена до складних інженерно-геологічних умов (ІГУ).

Проблема ускладнюється ще й тим, що на відміну від звичайних, майже всі складні ІГУ характеризуються *реологічними властивостями (rheologic properties)*.

За останні 15÷20 років внаслідок дії природних і (або) техногенних чинників відбулись суттєві, а в окремих випадках навіть принципові *реологічні* зміни стану і властивостей ґрунтового середовища на значній частині території України.

На підроблюваних територіях такі зміни пов'я-зані з переходом до розробки вугілля на великих глибинах і закриттям шахт з їх «мокрою» консервацією. Збільшилась площа підроблюваних територій, значно розширились межі зон обвалення (наприклад, м. Кривий Ріг), змінився характер протікання процесів зсуву порід і ґрунтів. ***Поки що немає однозначної відповіді, призвели ці зміни до зменшення, чи навпаки – до збільшення надійності основ міських будівель.*** Закриття та затоплення водою шахт (окуповані території Донбасу) поставило нові задачі захисту міських територій від підтоплення. Сюди можна віднести підземне будівництво у великих містах, де є потреба враховувати це при забудові територій, які знаходяться в зонах впливу підземних споруд,

де пошкодження і деформації будівель протікають майже так само, як і на підроблюваних територіях.

На сейсмонебезпечних, слабких ґрунтах (просідаючих, набрякаючих, біогенних, мулистих, елювіальних, засолених, насипних, карстових, підтоплених і затоплених ґрунтах, суфозійно небезпечних територіях), ділянках над підземними спорудами або техногенними порожнинами, зонах розповсюдження сейсмічних хвиль від техногенних джерел, на ділянках, де спорудження нових висотних будівель створює значний статичний тиск на ґрунт і призводить до деформацій ґрунтових основ існуючої навколишньої забудови, а також реологічні зміни, які пов'язані з маштабним підняттям рівня ґрунтових вод (РГВ), що відбувається в більшості міст України. Причиною цього стали природні кліматичні зміни та техногенні чинники – значною мірою втрати води з міських водонесучих підземних комунікацій.

Внаслідок обводнення частково знизився ступінь безпеки від просідання, але виникла додаткова загроза інтенсифікації *зсувних та суфозійних процесів*. ***Це явище, поки що, також недостатньо досліджене.***

З огляду на це, для достовірної оцінки надійності і довговічності роботи ґрунтових основ, окрім урахування негативного впливу на міські будівлі таких властивостей ґрунтів, як низька несуча спроможність, втрата її при замочуванні, розвиток деформаційних процесів або сейсмічна небезпека, необхідно виконувати геотехнічні дослідження ділянки забудови.

З огляду на викладене вище, на думку автора, вивчаючи проблему складних інженерно-геологічних умов, доцільно використовувати поняття «геотехнічна надійність ґрунтових основ».

2.2. ОЦІНКА ГЕОТЕХНІЧНОЇ НАДІЙНОСТІ ПІДРОБЛЕНОЇ ҐРУНТОВОЇ ОСНОВИ

2.2.1. Теоретичні обґрунтування закономірності довготривалих осідань земної поверхні підробленої території на прикладі Львівсько-Волинського вугільного басейну

Існуючі нормативні та інструктивні документи щодо підробки територій вугільними шахтами Донбасу [1÷3] і зарубіжні джерела [4; 5] стверджують, що загальна тривалість процесу осідання земної поверхні підроблених територій складає від 0.5 до 2.5 років після припинення підробки залежно від її швидкості і глибини.

Наприклад, згідно [1–3], при глибині розробки пласту H = 500 м і швидкості розробки лави c = 120 м/міс., загальна максимальна тривалість процесу зрушень $T_з$ буде становити:

$$T_з = \frac{K_m \times H}{c} = \frac{2.5 \times 500}{120} = 10.4 \text{ (міс.)},$$

де K_m = 1.5÷2.5 – коефіцієнт, який залежить від механічних властивостей, літологічних та інших особливостей масиву гірських порід, визначається дослідним шляхом.

Окрім цього, розрахункові осідання земної поверхні η, згідно [1–3], ніколи не перевищують потужності виробленого пласту і становлять, як правило, від 60 до 80% висоти виробленого простору залежно від способу керування покрівлею, швидкості проходження виробки, тощо. В загальному вигляді процес осідання поверхні підробленої території, згідно чинних нормативних документів, можна відобразити кривою (3) на рис. 2.1.

Автор монографії впродовж багатьох років досліджував процеси осідання підроблених територій Червоноградського регіону Львівсько-Волинського вугільного басейну. Аналіз багатьох даних, зокрема [6–10], а також авторських досліджень [11–14] показав, що ***фактичні осідання підроблених територій Червоноградського регіону відбуваються впродовж 5-ти і більше років після припинення діяльності вугільних шахт.***

В умовах Червонограду осідання земної поверхні при потужності виробленого пласту 0,9÷1,2 м становить для центральної частини міста 1,5 м, а для навколишніх міст Соснівка, Гірник – більше 2,0 м і носить глобальний за площею характер.

Дослідження динаміки деформаційних процесів на вказаних територіях показали, що процес зсуву і осідання підробленої земної поверхні при глибині розроблених вугільних пластів 300÷500 метрів описується емпіричним коефіцієнтом S_{tz} :

$$h_t = h_{max} \times S_{tz}\,, \qquad (2.1)$$

де h_t – осідання точки земної поверхні через час t після початку процесу зсуву;

h_{max} – максимально можливе осідання точки підробленої земної поверхні.

Значення коефіцієнта S_{tz} можна апроксимувати перманентною функцією:

$$S_{tz} = B(t) = \frac{t}{T} - 0.15 \times \sin 2\pi \frac{t}{T}\,, \qquad (2.2)$$

де T – тривалість зсуву земної поверхні підробленої території.

Очевидно, що $0 \le B \le 1$, тоді:

$$h_t = h_{max} \times B(t) = h_{max} \times (\frac{t}{T} - 0.15 \times \sin 2\pi \frac{t}{T}) . \quad (2.3)$$

Для визначення з формули (2.3) величини T, розкладемо $\sin x$ в ряд Тейлора:

$$\sin x = x - \frac{x^3}{3!} + \frac{x^5}{5!} + ... + \frac{(-1)^n \times x^{2n+1}}{(2n+1)!}) + ... \quad (2.4)$$

Візьмемо тільки перший доданок з формули (2.4)

$$\sin x = x \Rightarrow \sin 2\pi \frac{t}{T} = 2\pi \frac{t}{T} . \quad (2.5)$$

Тоді вираз (2.4) можна записати у вигляді:

$$h_t = h_{max} \times (\frac{t}{T} - 0.15 \times 2\pi \frac{t}{T}) \text{ або} \quad (2.6)$$

$$h_t = h_{max} \times \frac{t}{T} \times (1 - 0.15 \times 2\pi) = h_{max} \times \frac{t}{T} \times (1 - 0.3\pi) . (2.7)$$

Остаточно:

$$T = \frac{h_{max}}{h_t} \times t \times (1 - 0.3\pi) = 0.0575 \frac{h_{max}}{h_t} \times t . \quad (2.8)$$

У 1982 році в центральній частині міста Червоноград горизонтальні розтягуючі деформації земної поверхні становили: ε = +1,10 мм/м, а стискаючі досягали ε = -1.60 мм/м при вигині (прогині) основи по радіусу R = 12 км.

Згідно даних ВО «Укрзахідвугілля», а також у відповідності з гірничо-геологічним обґрунтуванням 5-го мікрорайону м.Червоноград, у 1998 році мали місце уже такі деформації земної поверхні: i = 9,06 мм/м, R = 11,6 км, $\varepsilon = \pm 3{,}15$ мм/м. Таким чином можна констатувати збільшення інтенсивності деформацій основи при стабільних обсягах підробки.

Залежність коефіцієнта S_{tz} від тривалості зсуву T земної поверхні для деформацій 12.0 км < R ≤ 24.0 км і ±3.5 мм/м < ε ≤ ±5.0 мм/м, які спостерігались на досліджуваній території, може бути представлена на графіку $h_{max} = f(T)$ кривою (2), достовірність якої підтверджується кривою фактичних осідань (крива (1) на рис. 2.1).

В нашому випадку інтерес являла динаміка зміни коефіцієнта S_{tz} впродовж часу T тривалості зсуву земної поверхні. Для пояснення природи описаного явища довготривалого осідання підробленої земної поверхні проведемо аналіз гірничо-геологічної та інженерно-геологічної ситуацій старої частини м. Червоноград на прикладі району вулиці і площі Соборної (див. рис. 2.2, 2.3).

Гірничо-геологічна ситуація м. Червоноград, головним чином, обумовлена підробкою майже усього міста шахтою «Червоноградська № 1». Безпосередньо досліджуваний район знаходиться в східній частині гірничого відводу шахти № 1 «Червоноградська» і розміщений в трикутнику геологорозвідувальних свердловин № 1815, № 1527 і № 1813. Геолого-розвідувальна свердловина № 1815 знаходиться на схід, свердловина № 1527 – на північний захід, а свердловина № 1813 – на південний захід від зазначених будівель.

Дані цих свердловини, а також матеріали буріння інженерно-гелогічних свердловин взяті за основу для аналізу інженерно-геологічної і гірничо-геологічної ситуацій і геологічної характеристики ділянки забудови.

Кам'яновугільні відкладення розвідані свердловинами до глибини 455.4 м. Вони представлені чергуванням аргелітів, алевролітів, пісковиків з прошарками і пластами вугілля.

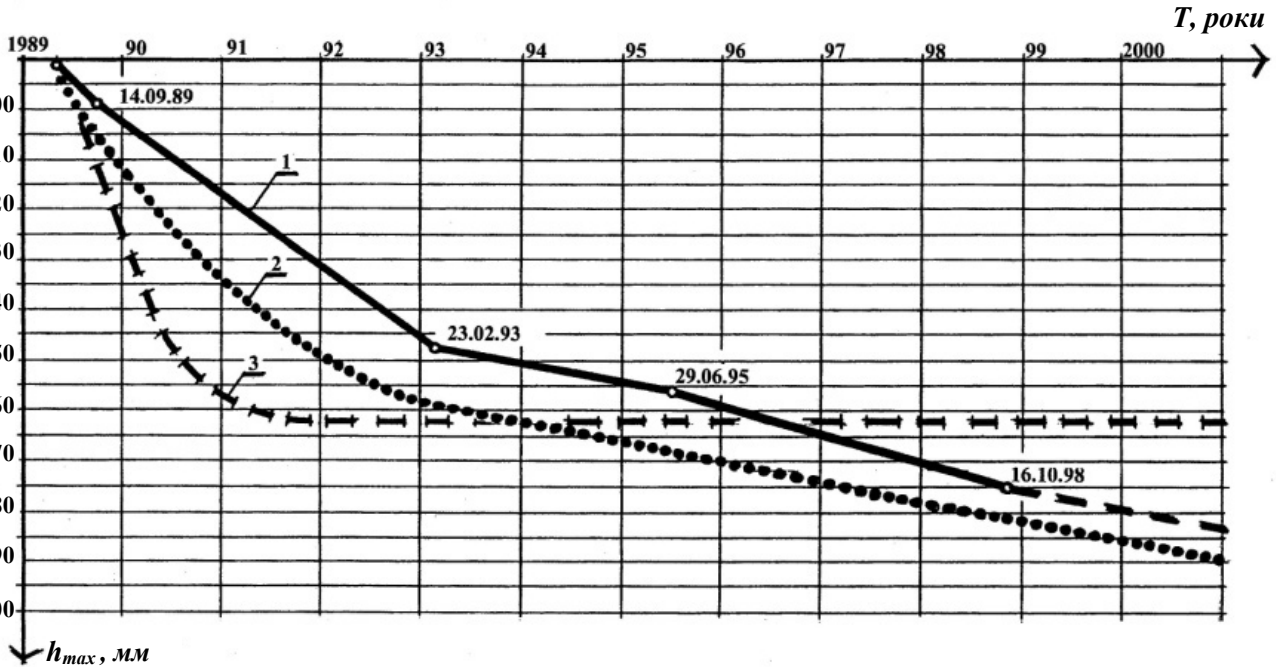


Рис. 2.1. Графіки осідання земної поверхні підробленої території: *1 – фактичні осідання згідно геодезичних спостережнь; 2 – осідання, описані за допомогою емпіричного коефіцієнта* S_{tz}*; 3 – осідання згідно чинних нормативних документів*

Три з них: $n_7^в$, n_8 і $n_8^в$ досягли робочої потужності і розроблялись шахтою № 1 «Червоноградська» («ЧГ»).

Розробка пласту $n_7^в$ проводилась з 1975 по 1976 рік на глибині 465 і 475 м. Потужність пласту – від 1.10 до 1.0 м.

Розробка пласту n_8 проводилась з 1978 по 1993 рік на глибині 455, 465 і 475 м. Потужність пласту – від 1.40 до 1.0 м.

Розробка пласту $n_8^в$ проводилась з 1975 по 1988 рік на глибині 472 і 485 м. Потужність пласту – від 1.40 до 0.70 м.

Загальна потужність вироблених підземних пустот на досліджуваній території становила:

- в лавах 9 і 10 – 2.10 м;
- в лавах 44-47 – 2.10 м;
- в лавах 13, 14, 407,408 – 2.70 м;
- в лавах 409-411, 22-24 – 2.80 м.

Видобуток вугілля шахтою № 1 «ЧГ» під досліджуваною територією був припинений в 1993 році. Закриття її закінчилось в 2001 році. Діяльність шахти викликала утворення мульди зсуву на всій території досліджуваного району глибиною до 3.50 м.

В геологічній будові району приймають участь відклади четвертинного, крейдяного і кам'яновугільного періодів.

У верхній частині ґрунтової товщі підробленої території на всій площі шахтного поля залягає достатньо потужний (10÷14 м) шар суглинків і пилуватих пісків.

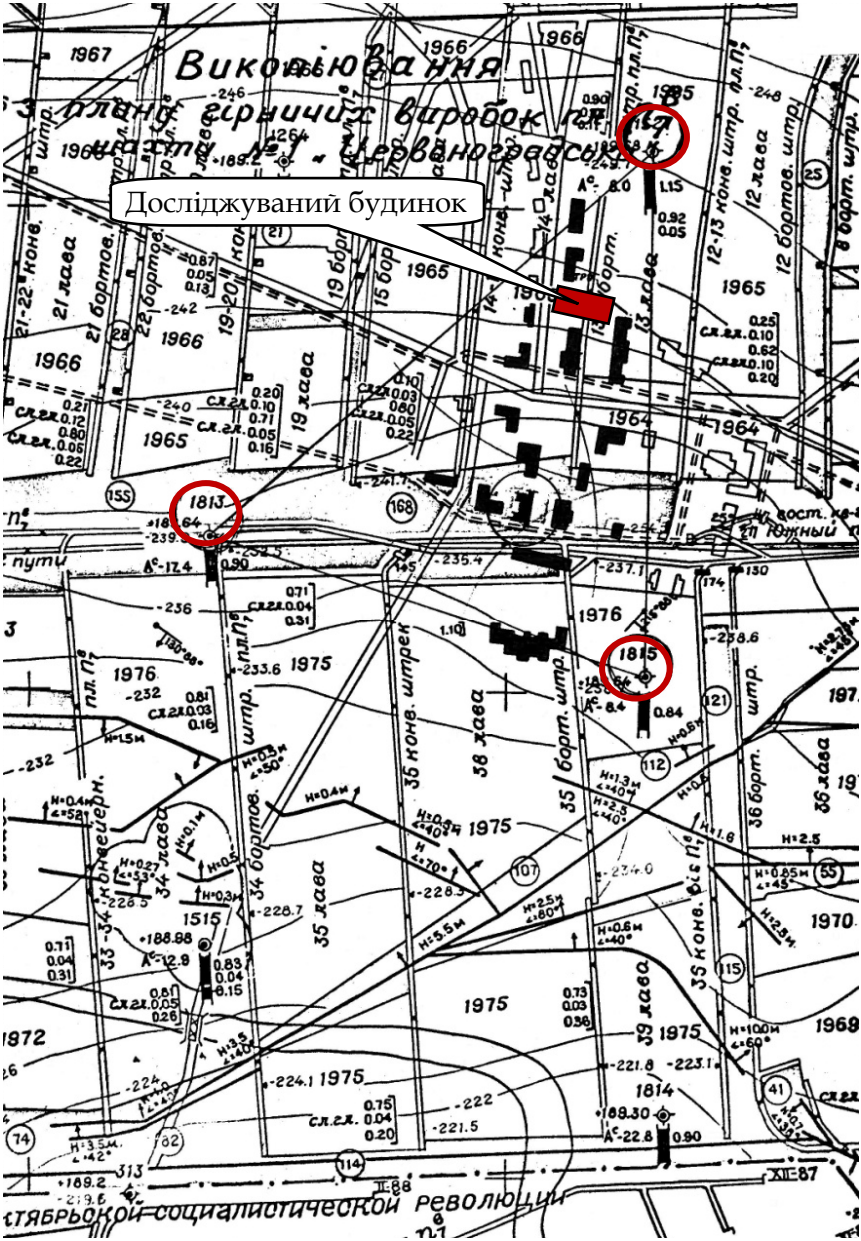


Рис. 2.2. Викопіювання з плану гірничих виробок пласту $n_7^в$

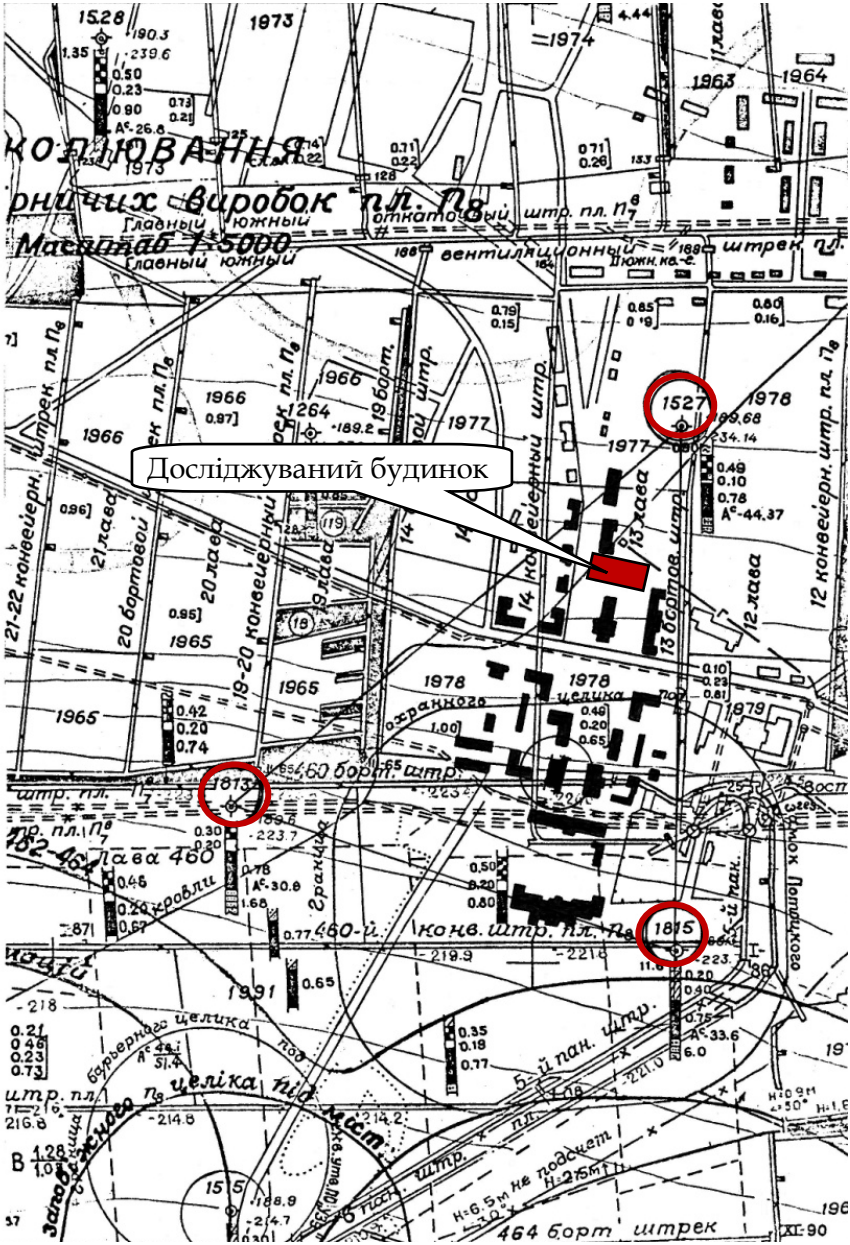


Рис. 2.3. Викопіювання з плану гірничих виробок пласту n_8

Крейдяні відклади представлені потужними шарами щільних мергелів (243.0 м) і крейдоподібних вапняків потужністю 99.0 м. Загальна потужність порід крейдяного періоду становить 342.0 м.

Аналіз результатів багатьох інженерно-геологічних вишукувань показують, що характерною рисою пилуватих супісків і суглинків, які залягають в товщі досліджуваної території є те, що в умовах підвищення їх вологості (в нашому випадку – внаслідок підняття рівня ґрунтових вод), вони можуть переходити в текучопластичний і (або) текучий стан і набувати властивостей ***псевдо-пливунів***.

В такому стані, навіть при тиску на них не більшому, як 0.15 МПа вони легко можуть витискатись з-під фундаментів будівель і споруд, викликаючи втрату їх стійкості і, як результат, деформації і пошкодження несучих конструкцій.

Вивчення та аналіз результатів багатьох інженерно-геологічних вишукувань та гірничо-геологічних досліджень на території м. Червоноград, вітчизняний і зарубіжний досвід, здобутий фактичний матеріал і зроблені теоретичні викладки дають можливість з достатнім ступенем достовірності стверджувати, що з точки зору деформаційних процесів підробленої ґрунтової основи, діяльність і закриття вугільних шахт спричинили ланцюгову реакцію виникнення негативних факторів впливу, які викликали довготривале понаднормативне осідання досліджуваної підробленої території.

На рисунку 2.4 представлений алгоритм і причинно-наслідковий зв'язок вказаних процесів:

1. Підробка досліджуваної території спричинила нерівномірні горизонтальні деформації і ***просідання земної поверхні в нормативних межах*** (80÷85% потужності виробленого підземного простору) з утворенням мульди зсуву.

2. Глобальне просідання території шахтного поля на глибину до 3.50 м призвело до «підняття» на відповідну величину РГВ, а нерівномірні вертикальні і горизонтальні зрушення основи – до зменшення щільності і утворення тріщин у нижніх ґрунтових пластах.

3. Потужний шар пилуватих суглинків і супісків, що складають верхню частину геологічного розрізу досліджуваної території, перейшли з туго-пластичного в пластичний і текучо-пластичний стан. В умовах збільшення вологості такі ґрунти мають властивість консолідуватись, тобто щільніше «упаковуватись», зменшуючись в об'ємі, рухатись в горизонтальному напрямку. Внаслідок цього відбувається ***довготривале повторне осідання земної поверхні***.

4. Явище консолідації, передислокації, переходу пилуватих пісків, супісків і суглинків у псевдо-пливуни пояснює збільшення загального просідання підробленої території до величини 100–110% потужності виробленого підземного простору. Будинки і споруди, підземні інженерні мережі без конструктивних заходів захисту від підробки основи продовжують деформуватися впродовж багатьох років.

див. закінчення

5. Нерівномірні деформації ґрунтової товщі шахтного поля спричинили тектонічні зрушення в ґрунтах, що її формують. В тріщинуватих піщаниках і мергелях утворились вертикальні і похилі канали, по яких практично без перешкод, поверхневі і ґрунтові води мігрують з поверхні через інші підземні горизонти у вироблені підземні шахтні пустоти. Звідти разом із шахтними водами поверхневі води відкачуються на поверхню. Таким чином, фактором який регулював рівень ґрунтових вод до закриття шахт, був ***техногенний рециклінг*** поверхневих і ґрунтових вод від земної поверхні через товщу гірських порід вниз у шахтний простір і назад на поверхню за межі шахтного поля у відстійники, або в річки.

6. Закриття шахт передбачає припинення відкачування шахтних вод на поверхню, але зовсім не усунення їх притоку у вироблений підземний простір.

7. Припинення відкачування шахтних вод формує високо напірний водоносний горизонт в межах відпрацьованих пустот, тим самим порушуючи створений техногенний рециклінг поверхневих і ґрунтових вод.

8. Попадання будівель і споруд в зону підробки, робить їх експлуатацію проблематичною і дорогою, пошкодження та деформації будівель і споруд і навіть аварії можуть набувати лавинного характеру.

Рис. 2.4. Ланцюгова реакція факторів, які пояснюють закономірність довготривалих осідань земної поверхні підробленої території

2.2.2. Обґрунтування закономірності пошкоджень житлової забудови внаслідок впливу довготривалих осідань підроблених територій м. Червоноград на прикладі житлового будинку № 4 на пл. Соборній

Досліджуваний житловий будинок розміщений в південній частині м. Червоноград в зоні старої забудови. Побудований на початку 50-х років минулого століття. Безпосередньо знаходиться в східній частині гірничого відводу шахти № 1 «Червоноградська» в трикутнику геологорозвідувальних свердловин № 1815, № 1527 і № 1813 (див. рис. 2.2, 2.3).

Ґрунтова основа. Безпосередньо під підошвою фундаментів досліджуваного будинку знаходиться суглинок тонкопилуватий водонасичений, потужністю 1.40÷2.0 м. Нижче залягає супісок сірий різнозернистий щільний вологий. Інженерно-геологічну і гірничо-геологічну ситуації та геологічні характеристики ґрунтів ділянки забудови див. у розділі 2.2.1.

Конструктивна схема. Будинок являє в плані три симетрично поєднаних між собою прямокутних блоки. Середній блок має розміри в осях «3-5»×«Б-Г»=16.6×12.9 м, до нього довшими сторонами примикають два крайніх блоки розмірами в осях «2-3»×«А-Д» і «5-6»× «А-Д»= 8.6×15.8 м кожний. Двоповерховий, безпідвальний. Несучі конструкції – зовнішні стіни і внутрішній вбудований каркас з колон і ригелів, на які опираються балки перекриттів. Вертикальні поперечні діафрагми жорсткості створені стінами сходових кліток і їх продовженнями на всю ширину будинку (див. рис. 2.5÷2.7).

З точки зору сприйняття нерівномірних деформацій основи, конструктивна схема будинку не володіє достатньою просторовою жорсткістю.

Фундаменти несучих стін. Стрічкові з бутового каменю на цементно-піщаному розчині, глибиною закладання 0.8 м від рівня відмостки, ширина підошви – 0.6 м. У 1980 році було виконане підсилення фундаментів шляхом влаштування опорних подушок по обидві сторони фундаментних стрічок. Ширина підошви підсилених ділянок фундаментів, таким чином, була збільшена на 0.70÷0.80 м і складає 1.30÷1.40 м. В цокольній частині поздовжніх стін є похилі і вертикальні наскрізні тріщини шириною розкриття a_{crc} = 6÷18 мм, які розвиваються знизу вверх.

Фундаменти колон. Стовпчасті з цегляної кладки на цементно-піщаному розчині. Глибина закладання від рівня підлоги першого поверху 0.8 м. Розміри підошви в плані 0.75×0.75 м. Спостерігаються значні осідання фундаментів колон. Найбільші з них становлять 90÷110 мм.

Несучі стіни. З червоної повнотілої цегли на цементно-піщаному розчині. Товщина зовнішніх стін 510 мм, внутрішніх несучих і стін сходових кліток – 380 мм. Надпроємні перемички збірні залізобетонні рядові і несучі. З зовнішньої сторони стін на рівні перекриттів першого і другого поверхів влаштовані горизонтальні металеві тяжі з арматури Ø32 мм. Інші інженерно-технічні заходи захисту конструкцій від підробки основи відсутні.

В опорних зонах надпроємних перемичок є сколи цегляної кладки. В центральній частині дворового фасаду візуально помітне перекошування вікон. У зовнішніх поздовжніх стінах будинку спостерігаються вертикальні

і похилі наскрізні тріщини. Протяжність найдовших з них – до 1/3 висоти поверху. Тріщини розвиваються знизу вверх, ширина розкриття на час обстеження становила a_{crc} = 6.0÷18.0 мм. Результати порівняння раніше зафіксованих картин тріщиноутворення з існуючими на час обстежень, показали появу нових і розвиток старих тріщин в стінах будинку, що свідчить про наявність і незатухаючу динаміку напружень в несучих конструкціях.

Несучі колони. Цегляні, поперечним січенням 0.51×0.51 м. Просідання колон першого поверху в осях «3–5» становить 90÷100 мм, спостерігаються горизонтальні тріщини між верхом колон і низом міжповерхового перекриття шириною розкриття a_{crc} до 100 мм. Просідання зовнішніх колон в середній по довжині частині будинку становить 70÷80 мм, спостерігається відхилення від вертикальної осі.

Перекриття. Дерев'яні балки з обпиранням на несучі стіни і прогони з металевих двотаврів. Крок дерев'яних балок 800÷900 мм. Прогони обпираються на цегляні колони. В місцях осідання колон спостерігаються значні прогини перекриття. В окремих місцях балки перекриття провисають над колонами.

Сходи. Двомаршеві, дерев'яні по дерев'яних косоурах. Сходові площадки дерев'яні, з обпиранням на поздовжні стіни сходової клітки. Видимих пошкоджень не виявлено.

Дах. Чотирисхилий вальмовий. Несучі конст-рукції – дерев'яні похилі крокви з затяжками і підкосами. Прогини кроквів знаходяться в допустимих межах. Є окремі місця замокання конструкцій даху. Карнизи з дощок по дерев'яних кобилках.

Водонесучі комунікації. Згідно інформації експлу-

атаційних служб, за час утримання будинку аварійні витоки води в ґрунт з внутрішніх і зовнішніх водопровідних мереж не спостерігались.

В результаті обстеження несучих конструкцій будинку № 4 на пл. Соборній в м. Червоноград, ***пошкодженнями і факторами, що зменшують його експлуатаційну надійність, визнано наступні:***

- поява нових і розвиток існуючих наскрізних силових тріщин у зовнішніх стінах будинку, що при-зводить до зменшення суцільності несучих стін і подальшого зменшення просторової жорсткості конструктивної схеми будинку;

- руйнування (сколи) цегляної кладки опорних ділянок надпроємних перемичок, що може привести до обрушення перемичок і надпроємних ділянок стін;

- значне просідання (90÷100 мм) і відхилення від вертикальної осі несучих цегляних колон, що призведе до втрати колонами стійкості, обрушення елементів перекриття і покриття, які на них обпираються.

Відповідно до вимог критеріїв І-ї групи граничних станів (несуча здатність, міцність, деформативність) загальний технічний стан досліджуваного будинку можна класифікувати як ***передаварійний з тенденцією переходу в аварійний***, при якому деформації основи разом з постійними і тимчасовими навантаженнями обумовили пошкодження окремих конструкцій, однак взаємопов'язані сусідні конструкції або елементи поки що знаходяться в догранічному стані, тим не менше, деформації і пошкодження поступово накопичуються і повільно розвиваються [11; 12; 15; 16].

У зв'язку з просуванням краю мульди зсуву під час повторних підробок території пл. Соборної, обстежуваний будинок попадав під дію прогнутої її частини (про-

гинався). Напружено-деформований стан будинку являє собою класичний приклад прогину по твірній, перпендикулярній до поздовжньої осі будівлі. При цьому максимальний прогин основи знаходиться в середній частині будівлі (див. епюру просідань зовнішньої поздовжньої стіни будинку на рис. 2.7).

Понаднормативне просідання стрічкових і стовпчастих фундаментів внаслідок повторних підробок основи є першим визначальним фактором, що знижує експлуатаційну надійність досліджуваного будинку.

Можливість горизонтального випору ґрунтів основи з-під фундаментів є другим визначальним фактором, що знижує експлуатаційну надійність досліджуваного будинку.

Нормативи та інструкції, які регламентують будівництво будівель в умовах підробки основи [1–3; 6] вимагають, щоб житлові будинки проектувались і будувались по жорсткій, або комбінованій конструктивних схемах. Міцність таких будівель повинна забезпечуватись комплексом конструктивних заходів (фундаментні і цокольні залізобетонні або армокам'яні замкнуті пояси, армування кладки, горизонтальні шви ковзання, розрізка будівлі на замкнуті відсіки, тощо).

Третім визначальним фактором, що впливає на експлуатаційну надійність досліджуваного будинку є порушення вимог ряду нормативних документів при його проектуванні і будівництві.

Для визначення величини впливу підробки основи на експлуатаційну надійність досліджуваного будинку згідно методики [1–3] проведені розрахунки величин деформацій земної поверхні: осідань η, нахилів i, радіусів кривизни R, горизонтальних зсувів ξ, відносних горизонтальних деформацій ε.

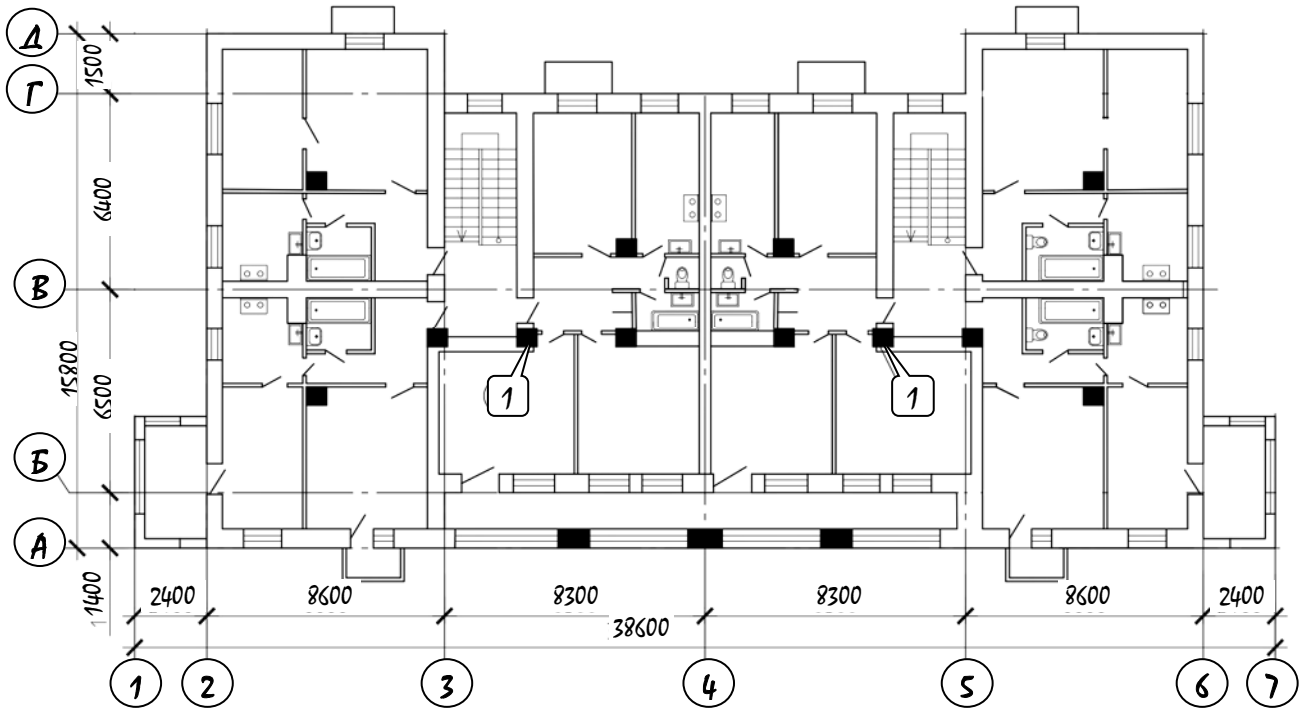


Рис. 2.5. Обмірний план поверху житлового будинку № 4 на пл. Соборній у м. Червонограді:
1 – несучі цегляні колони внутрішнього каркасу будинку

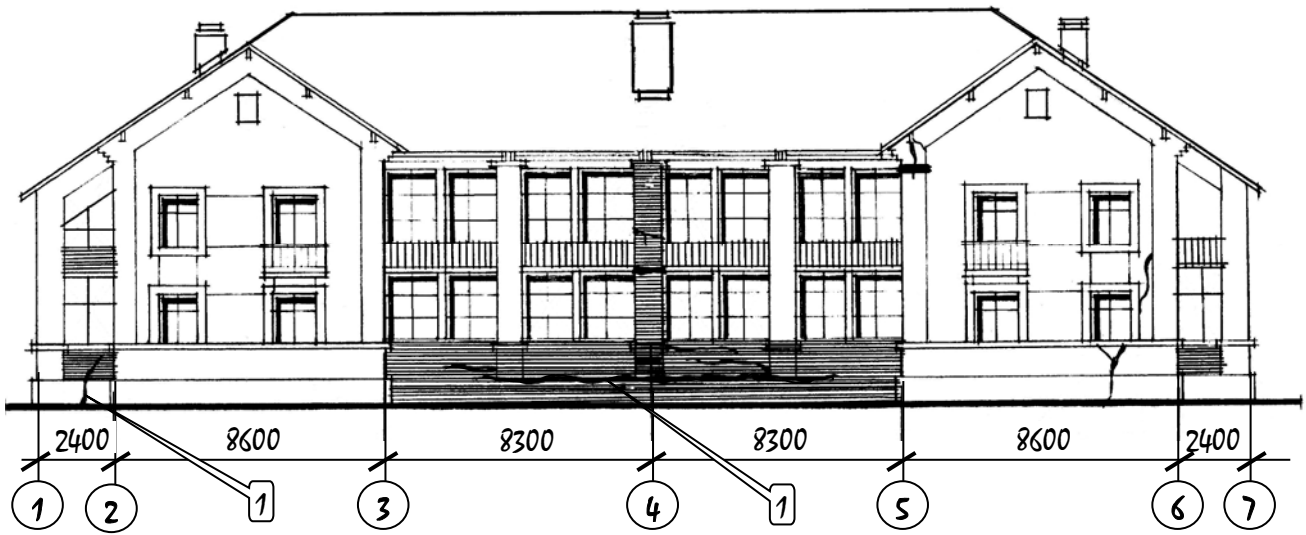


Рис. 2.6. Фасад в осях «1–7» (головний) житлового будинку № 4 на пл. Соборній у м. Червонограді:
1 – похилі і горизонтальні наскрізні тріщини шириною розкриття a_{crc}=6÷18 мм в поздовжніх несучих стінах

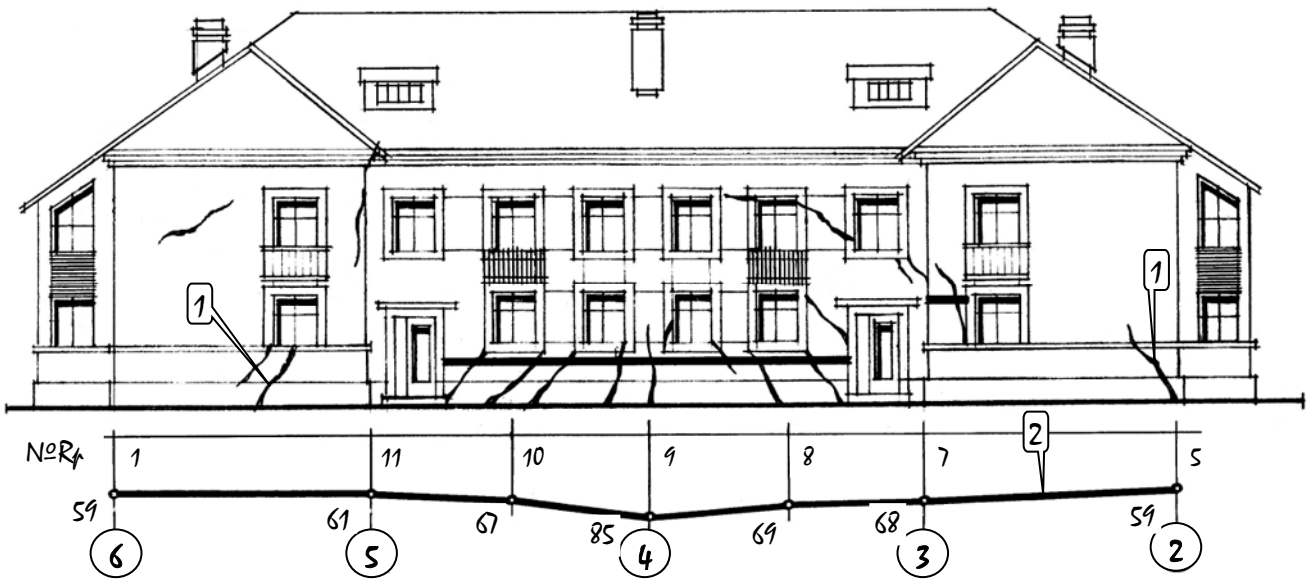


Рис. 2.7. Фасад в осях «7-1» (дворовий) житлового будинку № 4 на пл. Соборній у м. Червонограді:
1 – похилі наскрізні тріщини шириною розкриття a_{crc}=6÷18 мм в поздовжніх несучих стінах будинку;
2 – епюра осідань цоколя будинку, мм

Максимальне розрахункове осідання земної поверхні поверхні в загальному вигляді:

$$\eta = 0.9 \times k_\eta \times m_{cp}\,, \qquad (2.9)$$

де k_η = 1.10 – коефіцієнт, який характеризує максимальне осідання земної поверхні для гірничо-геологічних умов м. Червоноград;

m_{cp} – середня потужність виробленого пласту.

- для пласту $n_7^в$ η_1 = 0.9×1.10×2.05 = 2.03 (м);

- для пласту n_8 η_2 = 0.9×1.10 × 2.70 = 2.67 (м);

- для досліджуваної ділянки забудови:

$$\eta = \eta_1 + \eta_2 = 2.03 + 2.67 = 4.70 \text{ (м)}.$$

Максимальні розрахункові нахили земної поверхні в загальному вигляді:

$$i = \pm 2 \times \cos^2\alpha \times k_i \times \sqrt{K_1^2 + K_2^2 + \cdots + K_n^2}\;; \qquad (2.10)$$

- для досліджуваної ділянки забудови:

$$i = \pm 2 \times 1 \times 1.10 \times \Big[\sqrt{\left(\frac{1100}{465.0}\right)^2 + \left(\frac{1000}{475.0}\right)^2 + \left(\frac{1400}{455.0}\right)^2} + \sqrt{\left(\frac{1200}{465.0}\right)^2 + \left(\frac{1000}{475.0}\right)^2} \Big] = 12.17 \text{ мм/м},$$

де $\alpha = 0^o$ – кут падіння виробленого пласту;

k_i = 1.10 – коефіцієнт, який характеризує максимальний нахил земної поверхні для гірничо-геологічних умов м. Червоноград;

$K_1 = m_1/H_1$; $K_2 = m_2/H_2$;… $K_n = m_n/H_n$ – коефіцієнти, які характеризують максимальні глибини залягання пластів.

$m_1; m_2; \ldots m_n$ – потужності вироблених пластів;

$H_1; H_2; \ldots H_n$ – глибини залягання вугільних пластів.

Мінімальний розрахунковий радіус кривизни земної поверхні в загальному вигляді:

$$R = \frac{0.30}{k_R \times cos\alpha \times \sqrt{K_1^2 + K_2^2 + \cdots + K_n^2}}, \qquad (2.11)$$

- для досліджуваної ділянки забудови:

$$R = \frac{0.30}{1.80 \times 1 \times \sqrt{\left(\frac{0.0011}{0.465}\right)^2 + \left(\frac{0.0010}{0.475}\right)^2 + \left(\frac{0.0014}{0.455}\right)^2}} + \frac{0.30}{1.80 \times 1 \times \sqrt{\left(\frac{0.0012}{0.465}\right)^2 + \left(\frac{0.0010}{0.475}\right)^2}} = 29.2 \text{ (км)},$$

де k_R = 1.80 – коефіцієнт, який характеризує максимальний радіус кривизни земної поверхні для гірничо-геологічних умов м. Червоноград.

Розрахункові горизонтальні зсуви земної поверхні вздовж виробленого пласту в загальному вигляді:

$$\xi = 0.30 \times cos\alpha \times k_\xi \times \sqrt{m_1^2 + m_2^2 + \ldots + m_n^2}, \qquad (2.12)$$

- для досліджуваної ділянки забудови:

$$\xi = 0.30 \times 1 \times 1.10 \times \sqrt{1.10^2 + 1.0^2 + 1.4^2 + 1.2^2 + 1.0^2} = 0.71 \text{ (м)}$$

де k_ξ = 1.10 – коефіцієнт, який характеризує максимальний зсув земної поверхні для гірничо-геологічних умов м. Червоноград.

Розрахункові горизонтальні деформації земної поверхні вздовж виробленого пласту в загальному вигляді:

$$\varepsilon = 0.70 \times cos^2\alpha \times k_\varepsilon \times \sqrt{K_1^2 + K_2^2 + \cdots + K_n^2}, \qquad (2.13)$$

- для досліджуваної ділянки забудови:

$$\varepsilon = 0.70\times1\times1.30\times\Bigg[\sqrt{\left(\frac{1100}{465.0}\right)^2+\left(\frac{1000}{475.0}\right)^2+\left(\frac{1400}{455.0}\right)^2}+$$

$$+\sqrt{\left(\frac{1200}{465.0}\right)^2+\left(\frac{1000}{475.0}\right)^2}\Bigg]= 4.77 \text{ мм/м},$$

де k_ε = 1.30 – коефіцієнт, який характеризує максимальні горизонтальні деформації земної поверхні для гірничо-геологічних умов м. Червоноград.

На основі узагальнення результатів спостережень за пошкодженнями конструкцій будівель, споруд, підземних інженерних мереж в Донецькому і Карагандинському вугільних басейнах, в Ростовській області (Росія), а також зарубіжного досвіду підробки установлена очікувана ступінь пошкодження будівель без конструктивних заходів захисту від нерівномірних горизонтальних і вертикальних деформацій підроблюваної основи залежно від показника сумарних деформацій Δl, обумовлених сумісним впливом горизонтальної деформації (розтягування-стискання) ε і радіусом кривизни R.

При одноразовій підробці території цей показник визначається за формулою:

$$\Delta l = (\varepsilon + H/R)\times l, \qquad (2.14)$$

де ε – відносна горизонтальна деформація земної поверхні, мм/м;

H – приведена висота будівлі, м;

R – радіус кривизни земної поверхні, м;

l – довжина будівлі (секції), м.

Розрахунковий показник сумарних деформацій Δl (мм) при повторних підробках визначається за формулою:

$$\Delta l = l \times \sqrt{m_\varepsilon^2 \times \varepsilon^2 + m_K^2 \times \frac{H_з^2}{R}} \quad , \qquad (2.15)$$

де l – довжина будівлі (секції), м;

$H_з$ – висота будівлі від підошви фундаменту до верху карнизу, м;

ε – розрахункове значення горизонтальної деформації;

m_ε, m_K – коефіцієнти умов роботи, які нівелюють величини ε і R по довжині будівлі (див. табл. 2.1).

Для досліджуваного будинку:

$$\Delta l = 38.60 \times \sqrt{0.65^2 \times 4.77^2 + 0.7^2 \times \frac{7.5^2}{29.2}} = 195.25 \text{ (мм)}.$$

Таблиця 2.1

Коефіцієнти умов роботи m_ε, m_K

Коефіцієнт	Довжина будівлі (секції) l, м				
	<15	15÷30	31÷45	46÷60	>60
1	2	3	4	5	6
m_ε	1,0	0,70	0,65	0,55	0,50
m_K	1,0	0,85	0,70	0,60	0,50

Ступені пошкоджень підроблених будівель без конструктивних заходів захисту залежно від показника сумарних деформацій Δl за рекомендаціями [2] наведені в таблиці 2.2.

Порівнюючи вирахувану величину показника сумарних деформацій Δl з аналогічним показником таблиці 2.2 ($161.0 < \Delta l < 200.0$), зроблений висновок про те, що підробка основи викликала в досліджуваному будинку пошкодження, які викликають довготривале припинення експлуатації, розкриття тріщин в несучих конструкціях a_{crc}=25÷60 мм, загальний технічний стан кла-

сифікується як ***передаварійний.***

Вирахуваний стан будинку відповідає фактичному, визначеному візуальними та інструментальними обстеженнями конструкцій і конструктивних елементів.

Таблиця 2.2

Ступені пошкодження несучих конструкцій будівлі залежно від показника Δl згідно [2]

№ з/п	Ступені пошкоджень будівлі	Показник сумарних деформацій Δl, мм	Величина розкриття тріщин, мм	Загальна характеристика пошкоджень
1	2	3	4	5
1	**I** (незначний)	80.0÷100.0	0÷3	Не порушують умов експлуатації
2	**II** (середній)	101.0÷130.0	3÷10	Порушують умови експлуатації
3	**III** (передаварійний)	131.0÷160.0	10÷25	Викликають тимчасове припинення експлуатації
4	**IV** (аварійний)	161.0÷200.0	25÷60	Викликають довготривале припинення експлуатації
5	**V** (аварія)	Більше, як 200.0	60÷140	Викликають повне руйнування

Для визначення геотехнічної надійності підробленої ґрунтової основи і ступеню пошкодження конструкцій будівель без конструктивних заходів захисту на підроблюваних територіях Львівсько-Волинського вугільного басейну, на думку автора, доцільно таблицю 2.2 використовувати в редакції таблиці 2.3.

Таблиця 2.3

Геотехнічна надійність підробленої ґрунтової основи і ступені пошкодження несучих конструкцій будівлі залежно від показника Δl

Ступінь геотехнічної надійності основи	Показник сумарних деформацій Δl, мм	Технічний стан (ступінь пошкодження) будівлі	Зменшення несучої здатності конструкцій будівлі, %	Загальна характеристика технічного стану конструкцій
1	2	3	4	5
I	80.0÷ ÷100.0	**нормальний** (дуже незначний)	0÷10	Пошкодження, які не порушують умов експлуатації. Необхідність ремонтних робіт відсутня. Нормальне функціонування забезпечується при дотриманні звичайних правил технічної експлуатації.
II	101.0÷ ÷130.0	**задовільний** (незначний або середній)	11÷20	Конструкції будівлі придатні для експлуатації. Пошкодження незначні, на окремих ділянках конструкцій окремі тріщини з a_{crc} = 3÷8 мм. Необхідний поточний ремонт з ліквідацією пошкоджень без підсилення конструкцій.
III	131.0÷ ÷160.0	Незадовільний (значний)	21÷60	Пошкодження і що викликають тимчасове припинення експлуатації будівлі. Порушені вимоги чинних нормативних документів, але небезпека обрушення відсутня. На окремих ділянках конструкцій тріщини з a_{crc} = 10÷25 мм. Експлуатація будівлі можлива лише за умови проведення капітального ремонту з заміною або відновленням окремих несучих конструкцій.

продовження табл. 2.3

1	2	3	4	5
IV	161.0÷ ÷200.0	Непридатний для подальшої експлуатації або передаварійний (майже повний)	61÷80	Стан основних і домінуючих несучих конструкцій передаварійний, а ненесучих – непридатний для подальшої експлуатації. На окремих ділянках конструкцій тріщини шириною розкриття 25÷60 мм. Є небезпека їх обрушення, перебування людей в зоні вказаних конструкцій. Необхідні невідкладні заходи з по-передження аварії. Обмежене виконання об'єктом своїх функцій можливе при повній заміні передаварійних і аварійних елементів. Необхідний капітальний ремонт з підсиленням і (або) заміною пошкоджених конструкцій. Вказані пошкодження викликають довготривале припинення експлуатації будівлі.
V	Більше, як 200.0	Аварійний (повний)	81÷100	Несучі конструктивні елементи будівлі знаходяться у зруйнованому стані. Подальша експлуатація будівлі неможлива. Пошкодження викликають повне руйнування будівлі.

Примітки до табл. 2.3:

1. ***Аварійним станом*** слід вважати такий стан конструкції будівлі, при якому зі ступенем вірогідності $\boldsymbol{Q(t)} = 10^{-6} \div 10^{-8}$ в найближчий час без попередніх сигналів (руйнування, втрата стійкості, провали ґрунтових основ) можна очікувати аварію.

2. ***Передаварійним станом*** слід вважати такий стан конструкції, коли у випадку продовження нерівномірних осідань основи з вірогідністю $\boldsymbol{Q(t)} = 10^{-5} \div 10^{-7}$ можна чекати досягнення граничного стану з попередніми сигналами (текучість розтягнутої зони при згинанні, понаднормативні прогини, перекоси), що приведе до аварії конструкції або будівлі в цілóму.

3. ***Аварією*** конструкцій будівлі слід вважати обрушення домінуючої несучої конструкції або всієї будівлі в цілóму, а також таке їх деформування, яке робить неможливою подальшу її експлуатацію.

2.3. ОЦІНКА ГЕОТЕХНІЧНОЇ НАДІЙНОСТІ ПІДТОПЛЕНОЇ ҐРУНТОВОЇ ОСНОВИ на прикладі будівлі № 2 на пл. Перемоги у м. Житомирі

2.3.1. Характеристика і результати обстеження конструкцій досліджуваної будівлі

Загальні положення. Досліджувана будівля знаходиться на площі Перемоги в центральній частині м. Житомира (див. фото 2.1, рис. 2.8, 2.9). Рельєф ділянки забудови спокійний, абсолютні відмітки поверхні землі змінюються від 221.98 до 220.28 м (див. рис. 2.9). Побудована в середині 60-х років XX-го століття як готель «Михайловград». В кінці 1970-х років проведена реконструкція готелю з надбудовою технічного поверху в осях «1–5» і заміною шатрового даху на односхилий суміщений в осях «5–8» (див. рис. 2.10). В даний час експлуатується як адміністративна будівля.

Об'ємно-планувальна схема. В плані будівля являє собою два зблокованих прямокутники розмірами в осях «1–5»×«А-Г»=14.40×43.20 м, в осях «5–8»×«А-Д» = 14.40 × ×16.60 м. Зі сторони площі Соборної до будівлі через вертикальний деформаційний шов примикає чотириповерховий житловий будинок (див. фото 2.1). В осях «1–5» досліджувана будівля чотириповерхова, в осях «5–8» – п'ятиповерхова, з підвалом (див. рис. 2.10).

Крок поздовжніх несучих стін – 6.00-2.40-6.00 м. Вертикальний деформаційний шов між блоками будівлі в осях «1–5», «А–Г» і «5–8», «А–Д» не виявлений. Функцію горизонтальних діафрагм жорсткості виконують диски перекриттів і покриття, вертикальних діафрагм жорсткості – поперечні і поздовжні стіни, стіни двох сходових

кліток.

Конструктивна схема будівлі обумовлює різницю навантажень на стіну по осі «А» на ділянках в осях «1–5» і «5–8», на стіну по осі «8» – на ділянках в осях «А–Б» і «Б–Д», що сприяє розвитку додаткових напружень у вказаних конструкціях. Спеціальні інженерно-технічні заходи для сприйняття конструктивною схемою нерівномірних деформацій основи не передбачені.

Фундаментно-підвальна частина (ФПЧ). Зовнішні стіни підвалу з фундаментних бетонних блоків, внутрішні – з червоної повнотілої цегли на цементно-піщаному розчині. Товщиною відповідно 600 і 510 мм. Висота приміщень змінюється від 2.50 до 3.10 м. Відмітки підлоги в приміщеннях змінюються відповідно від -2.68 до -3.49 м. Зовнішні і внутрішні стіни ФПЧ обпираються на збірні залізобетонні фундаментні плити. Ширина підошви фундаментів зовнішніх стін 1.40 і 2.00 м, внутрішніх несучих стін – 1.90÷2.10 м. Глибина закладання фундаментів зовнішніх стін 3.80 м і 3.30 м від поверхні відмостки, внутрішніх несучих стін – 0.90÷1.00 м від поверхні підлоги підвалу.

При надбудові технічного і п’ятого поверхів заходи по збільшенню несучої здатності існуючих фундаментів не проводились.

Підлога підвалу бетонна і ґрунтова. Основа підлоги – ущільнений ґрунт з органічними останками і будівельними відходами, потужністю 0.60÷0.80 м.

Рівень ґрунтових вод, згідно досліджень [17; 18], знаходиться на відмітках 0.70÷0.40 м нижче поверхні підлоги підвалу. В приміщеннях підвалу влаштовані приямки, з яких електропомпами систематично відкачується вода, рівень якої на час обстежень знаходився на

0.3÷0.2 м нижче поверхні підлоги.



Фото 2.1. Головний фасад досліджуваної будівлі

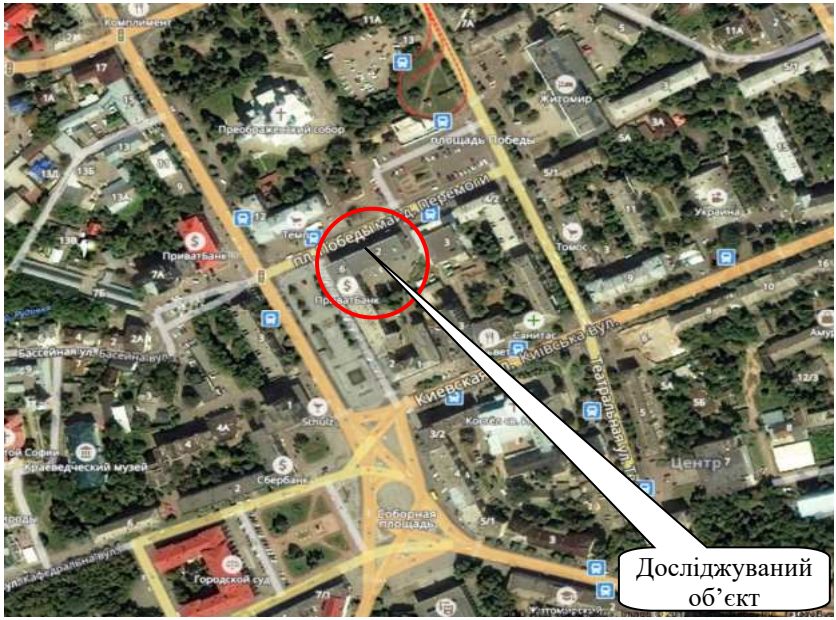


Рис. 2.8. Викопіювання з супутникової карти м. Житомир

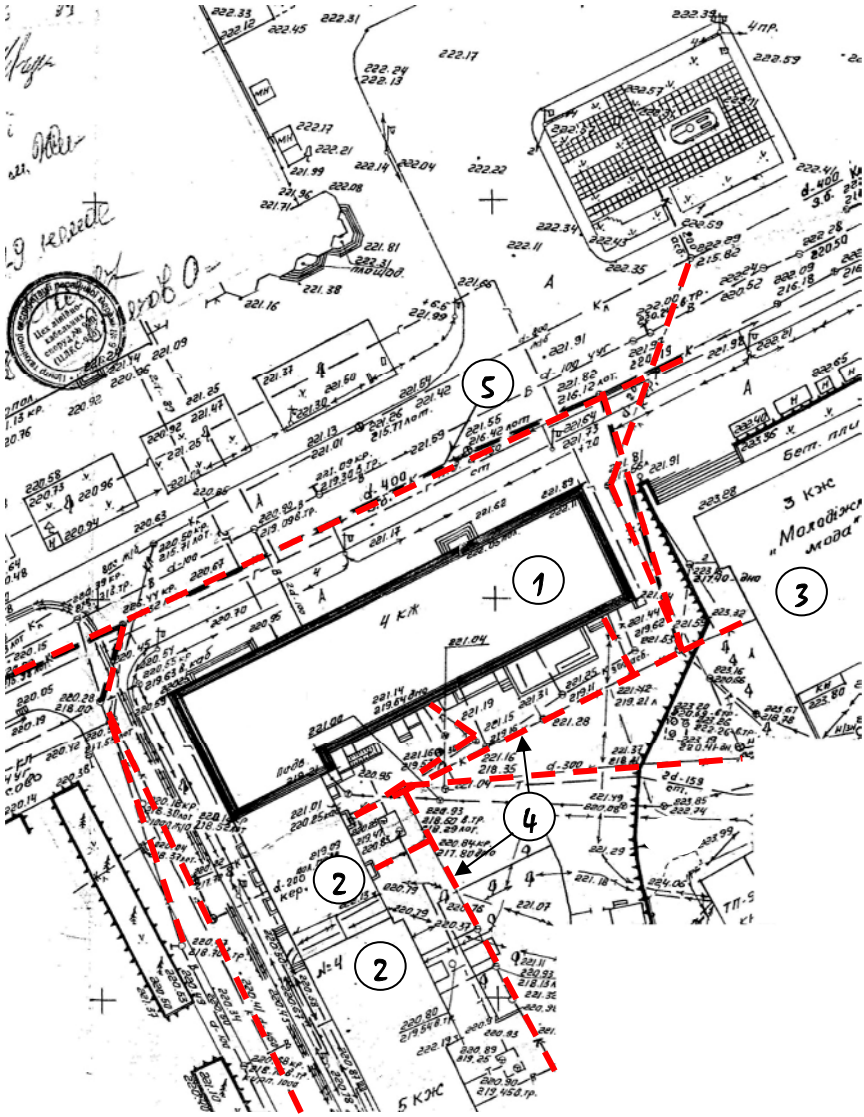


Рис. 2.9. Викопіювання з топогеодезичної зйомки м. Житомир:

1 – досліджуваний будинок № 2 на пл. Перемоги;

2 – чотириповерховий житловий будинок існуючий;

3 – магазин «Молодіжна мода»;

4 – дворова каналізація;

5 – магістральний каналізаційний колектор Ø 400 мм

Згідно інформації, одержаної від експлуатаційних служб, вранці і ввечері в приямках рівень води підіймався до рівня підлоги підвалу. Вертикальна гідроізоляція зовнішніх стін ФПЧ не виявлена.

Стіни. Від рівня відмостки і вище – з червоної повнотілої цегли на цементно-піщаному розчині. Товщина зовнішніх стін 510 мм, внутрішніх – 380 мм. Перегородки цегляні, товщиною 120 мм. Надпроємні перемички брускові збірні залізобетонні рядові і несучі.

Перекриття. Міжповерхові – зі збірних круглопустотних залізобетонних плит довжиною 6000 і 2400 мм. Покриття в прольотах «А–Б», «В–Г», «5–6» і «7–8» – зі збірних залізобетонних ребристих плит довжиною 6000 мм, в прольотах «Б–В» і «6–7» – зі збірних круглопустотних залізобетонних плит довжиною 2400 мм. Обпирання – на несучі стіни.

Сходи. Збірні залізобетонні сходові марші і площадки в сходових клітках.

Покрівля. Тришаровий руберойдовий килим. Над 4-х поверховою частиною в осях «1–5», «А–Г» – односхила з організованим зовнішнім водостоком по бляшаних ринвах у водостічні труби, над 5-ти поверховою частиною в осях «5–8», «А–Д» – плоска, з внутрішнім водостоком у водоприймальні лійки.

Інженерні комунікації. Система обігрівання від існуючої котельні. Система вентиляції приточно-витяжна з природнім і штучним збудженням. Водопровід від існуючого водопроводу металевими трубами Ø100 мм в районі пл. Перемоги. Каналізація у дворову мережу трубами Ø150 мм. Зовнішня мережа каналізації підтоплена (див. рис. 2.17). Електропостачання від місцевої ТП.

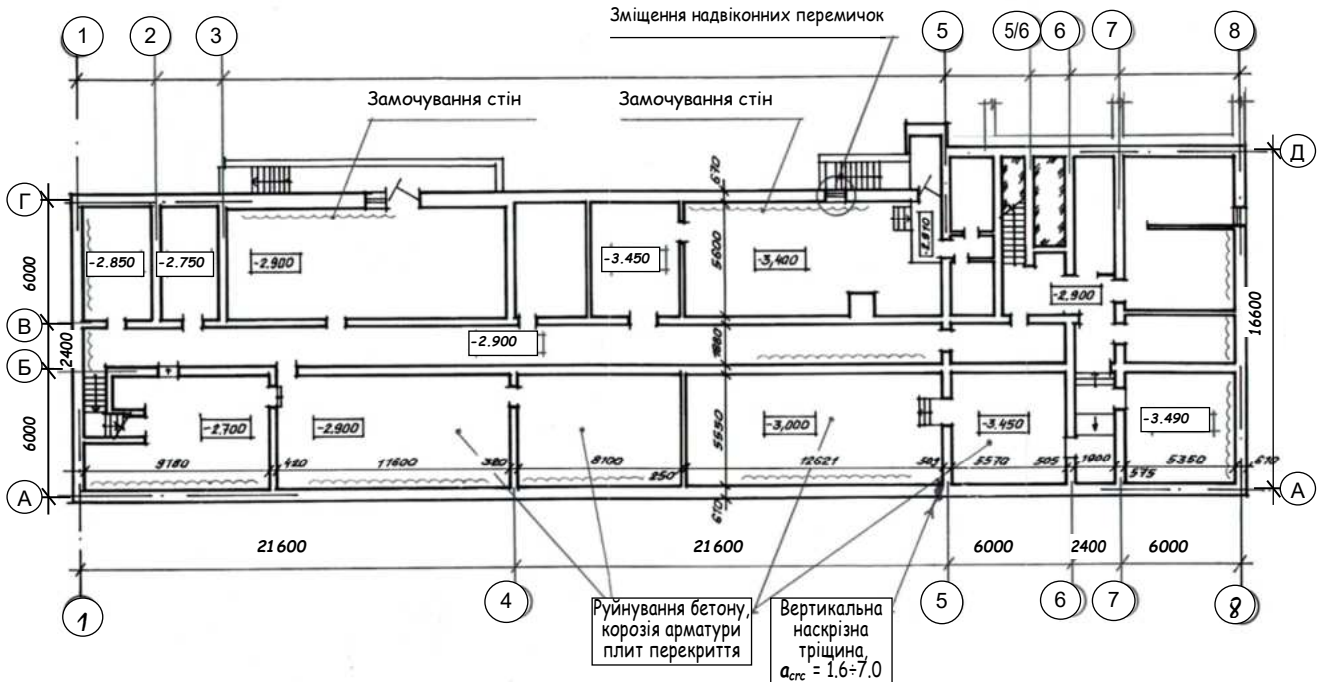


Рис. 2.10. Обмірний план фундаментно-підвальної частини досліджуваної будівлі з картиною дефектів

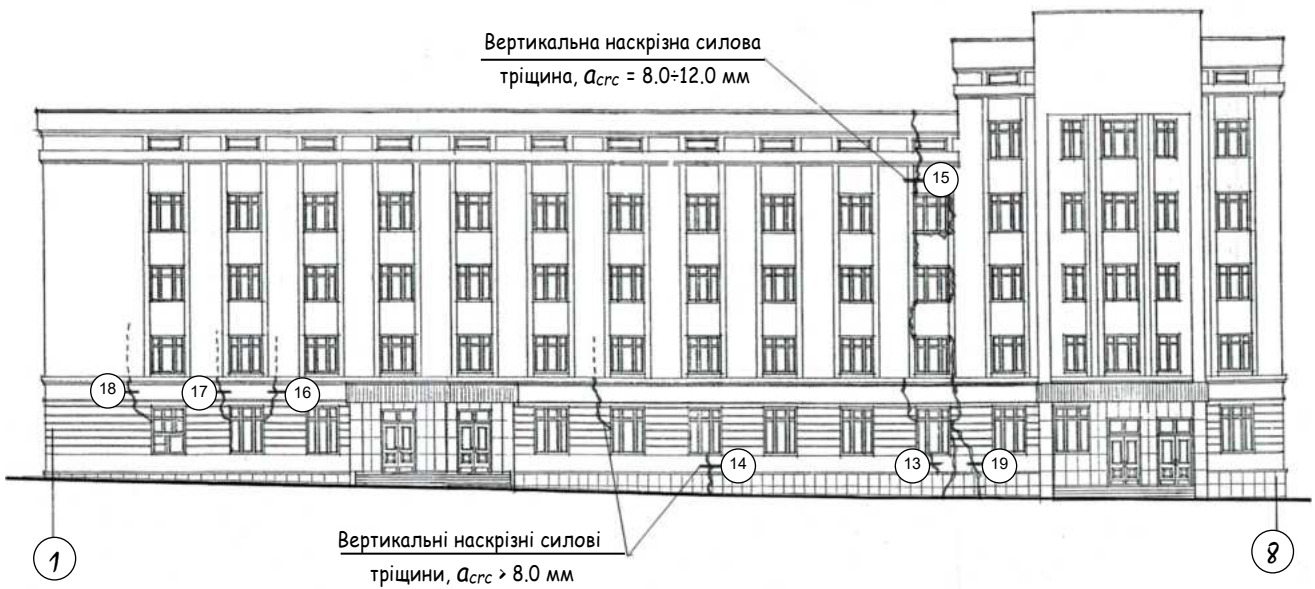


Рис. 2.11. Обмірний фасад «1–8» (головний) досліджуваної будівлі з картиною тріщиноутворення:
(13)÷(19) – *номери «маяків» для вимірювання ширини розкриття тріщин*

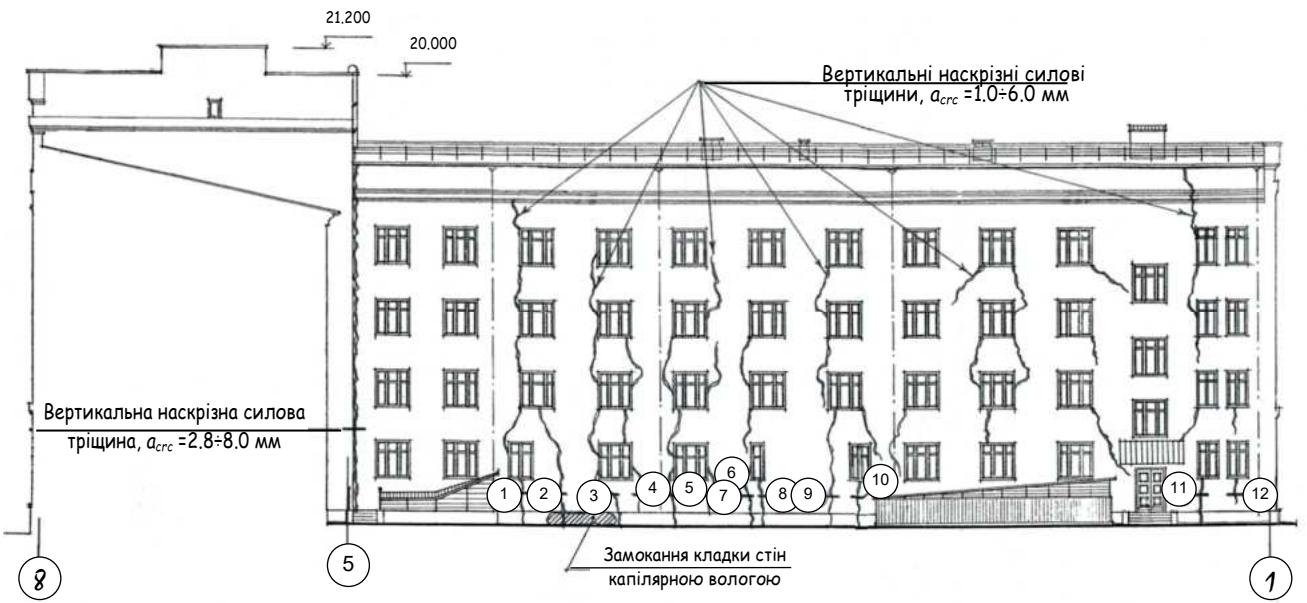


Рис. 2.12. Обмірний фасад «5–1» (дворовий) досліджуваної будівлі з картиною тріщиноутворення:
(1)÷(12) – *номери «маяків» для вимірювання ширини розкриття тріщин*

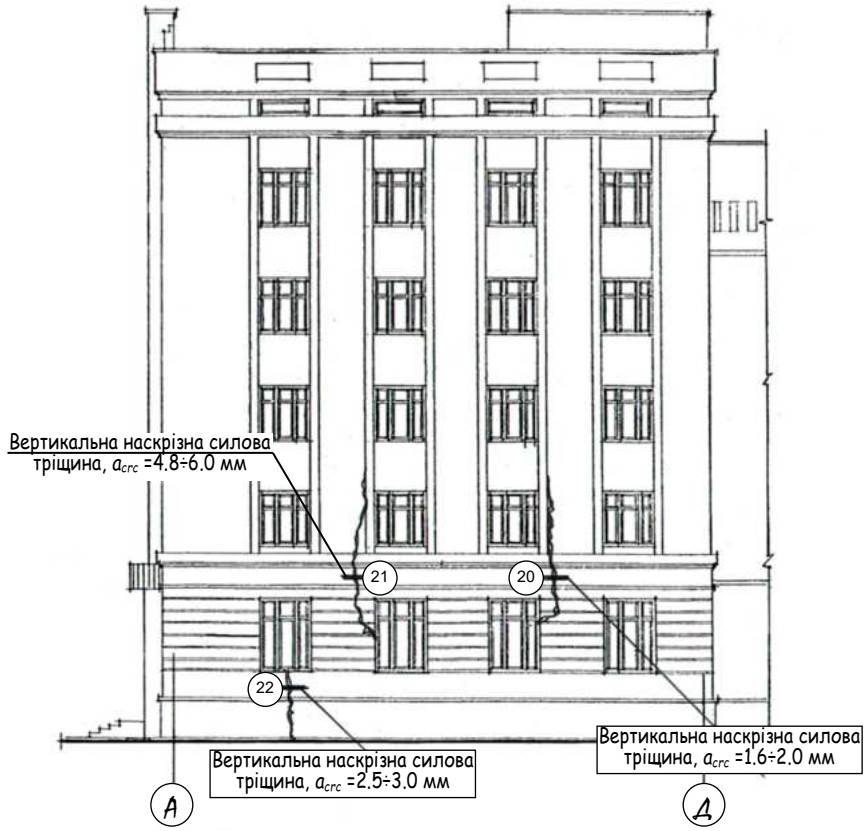


Рис. 2.13. Обмірний фасад «А–Д» (боковий) досліджуваної будівлі з картиною тріщиноутворення:
(20) ÷ (22) – *номери «маяків» для вимірювання ширини розкриття тріщин*

В результаті обстеження несучих конструкцій будівлі № 2 на пл. Перемоги у м. Житомирі, ***пошкодженнями і факторами, що зменшують її експлуатаційну надійність, визнано наступні:***

- конструктивна схема будівлі обумовлює різницю навантажень на стіну по осі «А» в осях «1–5» і «5–8», на стіну по осі «8» – в осях «А–Б» і «Б–Д»;

- відсутність вертикального деформаційного шва між блоками будівлі в осях «1–5», «А–Г» і «5–8», «А–Д»;

- відсутність спеціальних інженерно-технічних заходів для сприйняття нерівномірних деформацій основи у випадку техногенного підняття РГВ;

- відсутність вертикальної гідроізоляції зовнішніх стін ФПЧ;

- підвищена вологість повітря, бетонної підлоги, замочування цегляних стін ФПЧ ґрунтовими водами;

- руйнування захисного шару бетону і корозія робочої арматури (до 16÷18% поперечного січення) плит перекриття ФПЧ;

- вертикальні і похилі, в т.ч. наскрізні тріщини силового характеру, різної ширини розкриття, протяжністю більше одного поверху в зовнішніх стінах фасадів в осях «5–1», «А–Д», головного фасаду в осях «1–8» в зонах поперечних осей «2–3», «4», у внутрішніх несучих стінах по осях «Б» і «В»;

- вертикальна наскрізна тріщина шириною розкриття від 0.50 до 10.00 мм протяжністю на всю висоту будівлі в поздовжніх несучих стінах по осях «А», «Б», «В» і «Г» в зоні поперечної осі «5»;

- характерні силові тріщини в опорних зонах значної частини надвіконних перемичок, які свідчать про зміщення вказаних конструкцій.

Згідно інформації [18], описані пошкодження стін появились і почали розвиватися невдовзі після введення в експлуатацію підземного магістрального каналізаційного колектора глибокого закладання, прокладеного на

відстані 6÷7 м вздовж головного фасаду досліджуваної будівлі (див. рис. 2.9).

В рамках вимог критеріїв І-ї (несуча здатність, міцність, геостійкість) і ІІ-ї (придатність до нормальної експлуатації) груп граничних станів безкаркасних будівель і споруд, загальний технічний стан досліджуваного об'єкту – будівлі № 2 на пл. Перемоги у м. Житомирі – класифікується за третім і четвертим ступенями експлуатаційної надійності, технічний стан конструкцій незадовільний, ступінь пошкодження середній або значний, зменшення несучої здатності залізобетонних і кам'яних конструкцій до 21÷25%, металевих – 16÷40%. [15; 19; 20; 22].

2.3.2. Спостереження за тріщинами в несучих стінах досліджуваної будівлі

Інструментальний моніторинг за тріщинами в несучих стінах досліджуваної будівлі проводилося з метою визначення динаміки та інтенсивності розвитку процесу тріщиноутворення в даних конструкціях. Фіксація та візуалізація тріщин виконувалась за допомогою цифрової фотокамери **OLIMPUS C- 5060 Wide Zoom** № 285794088 виробництва Olimpus Corporation. Ширина розкриття тріщин вимірювалась за допомогою цифрового мікроскопа **MM-940 zPix^{tm} 300** виробництва CARSON®. Точність вимірювання 0.05 мм.

Для спостереження за тріщинами були установлені гіпсові «маяки» поперек тріщин у вигляді прямокутників шириною близько 60 мм, довжиною 80÷120 мм і товщиною 8÷10 мм. Розміри маяків уточнювались залежно від положення тріщини і її величини. Гіпсове тісто і розчин готовилися на місці вимірювань. Результати прове-

дених спостережень наведені в табл. 2.4, місця розміщення і номери «маяків» див. рис. 2.11÷2.13.

Результати проведених спостережень за тріщинами в несучих стінах досліджуваної будівлі:

- картини тріщиноутворення спостерігаються на всіх несучих внутрішніх стінах і фасадах (див. рис. 2.11÷2.13);

- на поздовжніх несучих стінах в розвитку тріщин спостерігається визначена закономірність: їх кількість і ширина розкриття збільшуються в напрямку осі «5» і досягає максимальних значень в зоні примикання сусіднього житлового будинку (№ 2 на рис. 2.9);

- кількість та інтенсивність розвитку тріщин збільшується в напрямку верхніх поверхів будівлі;

- наявність переважної більшості вертикальних тріщин свідчить про те, що в несучих конструкціях переважають зсувні зусилля по вертикальних площинах, які перевищують міцність даних конструкцій на зрізання або розтягування;

- наявність вертикальних тріщин протяжністю на всю висоту будівлі свідчить про суттєву різницю навантажень на суміжних ділянках несучих стін;

- картина тріщиноутворення і концентрація тріщин вказує на наявність нерівномірних деформацій основи, які не повністю сприймаються існуючими фундаментами, і передаються на стіни;

- процес тріщиноутворення носить незатухаючий прогресуючий характер (див. табл. 2.4).

Таблиця 2.4

Результати інструментального спостереження за шириною розкриття тріщин в несучих стінах досліджуваної будівлі

№ маяка	Місце установки маяка	Ширина розкриття тріщин, мм (10.09.2004 р.)	Ширина розкриття тріщин, мм (20.09.2004 р.)	Ширина розкриття тріщин, мм (11.10.2004 р.)	Приріст ширини розкриття тріщин між 1-м і 3-м замірами
1	2	3	4	5	6
1	Фасад в осях «5-1»	1.30	1.40	1.48	+0.18
2	Фасад в осях «5-1»	**1.10**	**1.35**	**1.60**	**+1.50 !**
3	Фасад в осях «5-1»	1.15	1.25	1.30	+0.15
4	Фасад в осях «5-1»	1.20	1.35	1.45	+0.25
5	Фасад в осях «5-1»	**1.25**	**1.40**	**1.56**	**+0.31 !**
6	Фасад в осях «5-1»	**1.15**	**1.35**	**1.58**	**+0.43 !**
7	Фасад в осях «5-1»	1.20	1.30	1.38	+0.18
8	Фасад в осях «5-1»	1.10	1.16	1.20	+0.10
9	Фасад в осях «5-1»	1.06	1.10	1.15	+0.09
10	Фасад в осях «5-1»	1.30	1.38	1.42	+0.12
11	Фасад в осях «5-1»	1.20	1.26	1.35	+0.15
12	**Фасад в осях «5-1»**	**1.04**	**1.20**	**1.40**	**+0.36 !**
13	**Фасад в осях «1-8»**	**8.35**	**8.60**	**8.85**	**+0.50 !**
14	Стіна по осі «Б», 3-й пов.	8.20	8.22	8.24	+0.04
15	Стіна по осі «В», 4-й пов.	8.04	8.08	8.10	+0.06
16	Стіни по осях «Б» і «В», 5-й поверх	1.15	1.16	1.18	+0.03

продовження табл. 2.3

1	2	3	4	5	6
17	Стіни по осях «Б» і «В», 5-й поверх	1.25	1.27	1.35	+0.10
18	Стіни по осях «Б» і «В», 5-й поверх	1.20	1.22	1.25	+0.05
19	Стіни по осях «Б» і «В», 5-й поверх	0.30	0.35	0.40	+0.10
20	Стіни по осях «Б» і «В», 5-й поверх	1.60	1.63	1.65	+0.05
21	**Стіни по осях «Б» і «В», 5-й поверх**	**4.10**	**4.20**	**4.41**	**+0.31**
22	Стіни по осях «Б» і «В», 5-й поверх	2.50	2.60	2.70	+0.20
23	Стіна по осі «Б», технічний поверх	0.15	-	0.15	+0.05
24	Стіна по осі «В», технічний поверх	0.20	0.21	0.24	+0.04
25	Стіна по осі «В», технічний поверх	0.25	0.27	0.27	+0.02
26	Технічний поверх	0.20	0.20	0.20	0.00
27	Технічний поверх	1.35	1.38	1.40	+0.05
28	**Стіна фасаду в осях «1–8»**	**8.26**	**8.50**	**8.80**	**+0.54 !**

2.3.3. Аналіз інженерно-геологічної і гідрологічної ситуацій ділянки забудови

Досліджувана ділянка забудови в геоморфологічному відношенні знаходиться в межах Житомирського лесового плато, яке в процесі планувальних робіт докорінно змінило свій вигляд. На період проведення досліджень вона являла собою міську площу.

Інженерно-геологічна будова ділянки має складну і неоднорідну по глибині структуру. В її геологічній будові на розвідану глибину 15.0 м беруть участь:

- сучасні техногенні насипні ґрунти;
- верхньочетвертинні еолово-делювіальні лесоподібні супіски, в тому числі і ті, що підпали під процес утворення чорнозему;
- середньочетвертинні флювіогляційні відкладення, які представлені супісками з лінзами піску.

Загалóм, у сфері взаємодії геологічного середовища з досліджуваною будівлею, за віком, генезисом та на основі ДСТУ Б В.2.1-2-96 [23] і ДСТУ Б В.2.1-5-96 [24] в межах літолого-генетичної товщі ґрунтовий масив у зоні дії фундаментів на основу розчленований на п’ять інженерно-геологічних елементів (ІГЕ):

ІГЕ-1 (t_{IV}). Насипний ґрунт – асфальт, щебінь, пісок, будівельне сміття з включенням до 20% побутових відходів, неорганізовано відсипаний, нерівномірно консолідований. Потужність 1.2÷3.2 м.

ІГЕ-2 (e_{IV}). Чорнозем, лесовий ґрунт, супісок бурий, гумусований, консолідований. Потужність 0.7÷1.4 м.

ІГЕ-3 ($Vd_{III}bq$). Лесовий ґрунт – супісок низько пористий, тиксотропний, суфозійно нестійкий, з лінзами

піску, пластичний. Потужність 5.0÷8.4 м (на розвідану глибину).

ІГЕ-4 (f_{II}). Пісок кварцовий середньої крупності неоднорідний від маловологого до насиченого водою. Потужність до 5.0 м (розповсюджений в плані за межами плями забудови).

ІГЕ-5 (ld_{II}). Супісок з прошарками і лінзами піску, пластичний. Потужність 7.8 м (на розвідану глибину).

Планове положення точок інженерно-геологічної інформації наведене на рис. 2.14. Інженерно-геологічні розрізи по лініях 1–1 і 2–2 див. на рис. 2.15 і 2.16.

Номенклатурне найменування та фізико-механічні характеристики виділених ІГЕ, в тому числі з урахуванням прогнозу їх зміни при водонасиченні, наведені у зведеній інженерно-геологічній колонці (див. табл. 2.4), побудованій за результатами інженерно-геологічних досліджень [17; 18].

Згідно даних інженерно-геологічних вишукувань [17; 18] основою існуючих стрічкових фундаментів досліджуваної будівлі є ґрунти **ІГЕ-3 ($Vd_{III}bq$):** лесоподібний ґрунт – супісок низькопористий з прошарками піску, пластичний, тиксотропний, суфозійно нестійкий, з наступними фізико-механічними характеристиками:

- ступінь вологості S_r = 1.0;
- модуль деформації E = 7.0 МПа;
- коефіцієнт пористості e = 0.67;
- питома вага ґрунту: γ_{II} = 20.2 кН/м^3;
- кут внутрішнього тертя: φ_{II} = 25°;
- коефіцієнт зчеплення: C_{II} = 7.0 кПа.

Гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю одного горизонту ґрунтових вод. Водовміщуючими породами є ґрунти ІГЕ-1÷ІГЕ-5. Живлення гори-

зонту відбувається за рахунок інфільтрації атмосферних опадів і в значній мірі – за рахунок техногенних вод (неконтрольованих витоків з водонесучих підземних комунікацій). Глибина залягання РГВ від поверхні землі, зустрінутих в період інженерно-геологічних вишукувань [17; 18], складала 4.20÷2.60 м (абсолютна відмітка 218.50 м).

В повеневі або багатоводні періоди року сезонний підйом рівня ґрунтових вод можливий на 0.80÷1.0 м вище зафіксованих .

З огляду на близькість проходження магістрального каналізаційного колектора Ø 400 мм і насичену мережу дворової каналізації (див. рис. 2.9), зроблене припущення про те, що гідрологічні умови досліджуваної ділянки забудови знаходяться під їх впливом.

По схемі природних умов території, відповідно до *п. 2.95* «Пособия по проектированию оснований зданий и сооружений (до СНиП 2.02.01-83)» [25], а також з огляду на геологічну будову і гідрогеологічні умови та згідно *п. 6.2.7.10* ДБН А.2.1-1-2014 [26], ***ділянка забудови відноситься до природно і техногенно підтоплюваних територій***.

Для визначення динаміки коливання рівня ґрунтових вод впродовж доби, а також динаміки загальної зміни РГВ на ділянці забудови, було пробурено шість спостережних свердловин (розміщення свердловин в плані див. на рис. 2.17).

Заміри відстані від поверхні води у спостережних свердловинах до їх гирла виконувалися два рази на добу вранці і ввечері впродовж двадцяти п'яти днів (див. табл. 2.5).

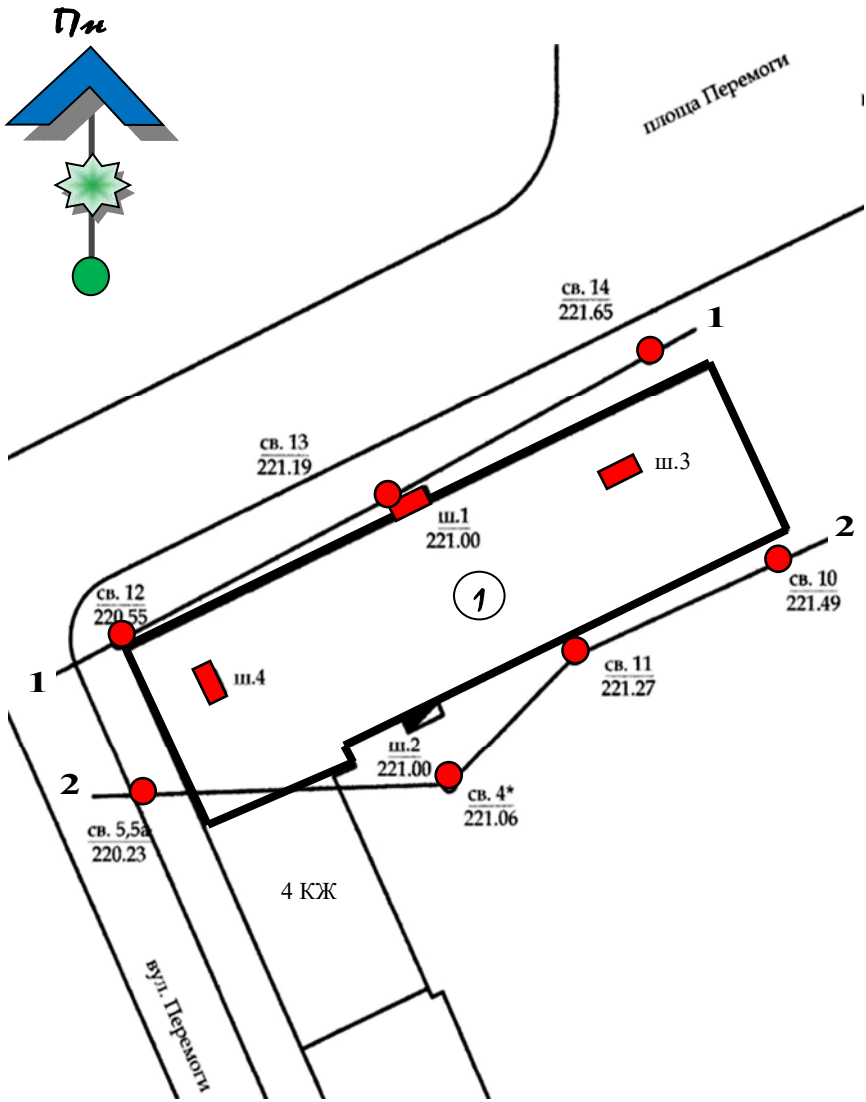


Рис. 2.14. Схема розміщення інженерно-геологічних свердловин і розрізів:
1 – досліджувана будівля

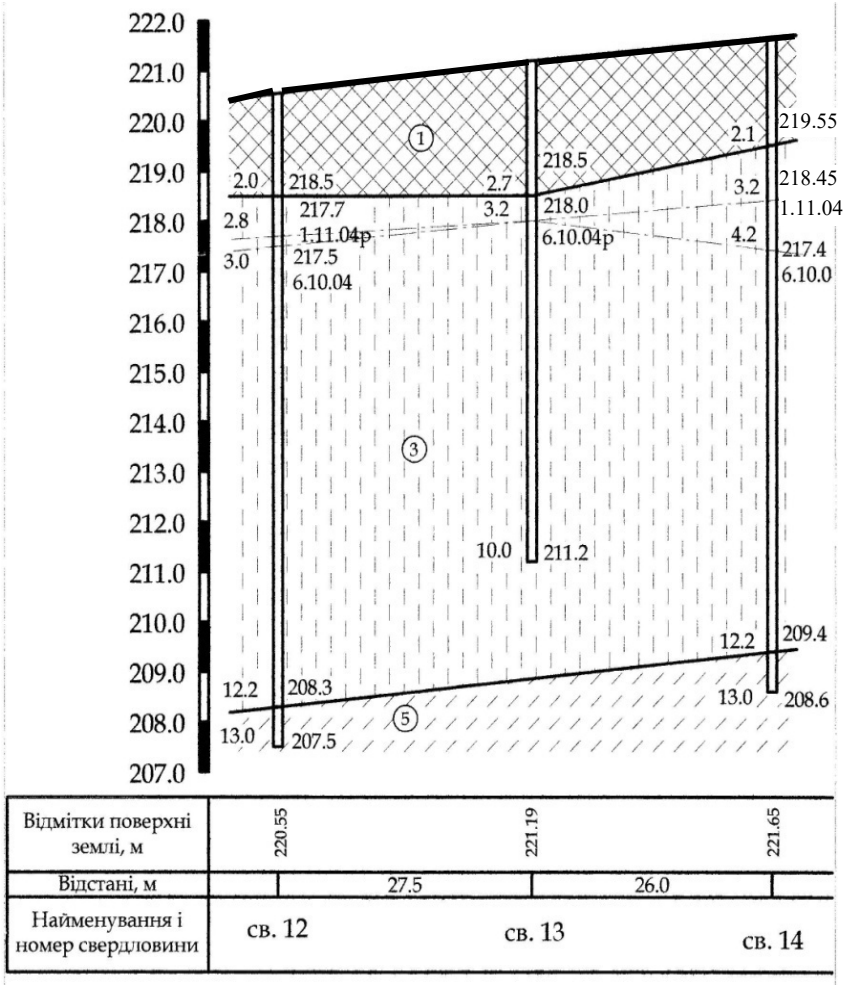


Рис. 2.15. Інженерно-геологічний розріз по лінії 1–1

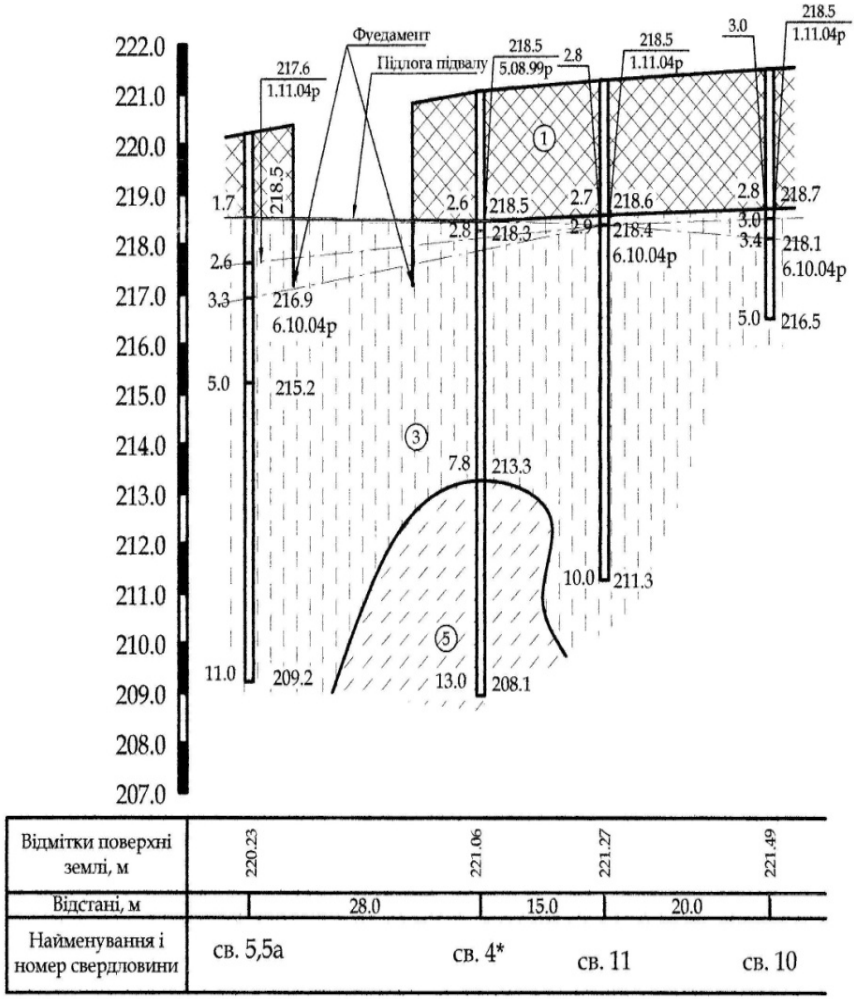


Рис. 2.16. Інженерно-геологічний розріз по лінії 2–2

Таблиця 2.4

Зведена інженерно-геологічна колонка з показниками фізико-механічних властивостей ґрунтів основи досліджуваної будівлі згідно [17; 18]

Індекс генезису та вік ґрунтів	Літологічний розріз та № ІГЕ	Номенклатурна назва ґрунтів	Нормативні								Розрахункові					
			W	I_r	I_l	e	S_r	ρ	E	I_{om}	γ_{II}	c_{II}	φ_{II}	E	№ по СНиП IV-5--82	R_0
			Долі одиниці					$\frac{г}{см^3}$	МПа	%	$\frac{кН}{м^3}$	кПа	градуси	МПа		кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
t_{IV}	**1**	Насипний ґрунт – асфальт, щебінь, будівельні відходи (до 30% об'єму), консолідований, строкатий.	--	--	--	--	--	**1.8**	--	--	**18.3**	--	--	--	**26а**	--
e_{IV}	**2**	Чорнозем, лесовий ґрунт, супісок твердий, бурий, гумусований.	--	--	--	--	--	**1.9**	--	--	**19.0**	--	--	--	**9а**	--
$vd_{III}bq$	**3**	Лесовий ґрунт-супісок низькопористий з прошарками піску, пластичний.	**0.24**	**0.04**	**1.0**	**0.67**	**1.0**	**2.0**	**7.0**	--	**20.2**	**7.0**	**25**	**7.0**	**22а**	--
f_{II}	**4**	Пісок кварцовий, середньої крупності, неоднорідний, від маловологого до насиченого водою.	**0.25**	**--**	**--**	**0.70**	**0.95**	**2.0**	**14.0**	--	**19.7**	**3.0**	**28**	**14.0**	**29а**	--
Ld_{II}	**5**	Супісок з прошарками і лінзами піску, пластичний.	**0.25**	**0.06**	**0.75**	**0.71**	**0.96**	**2.0**	**11.0**	--	**19.7**	**12.0**	**22**	**11.0**	**36а**	--

Результати моніторингу рівня води у спостережних свердловинах дають можливість зробити наступні висновки:

Максимальні добові коливання рівня води за період проведення спостережень склали:

- у свердловині № 1 – 170 мм;
- у свердловині № 2 – **260 мм !;**
- у свердловині № 3 – **250 мм !;**
- у свердловині № 4 – 60 мм;
- у свердловині № 5 – 40 мм;
- у свердловині № 6 –70 мм.

Загальний (глобальний) максимальний підйом рівня ґрунтових і техногеннних вод за період проведення спостережень склав:

- у свердловині № 1 – 440 мм;
- у свердловині № 2 – **680 мм !;**
- у свердловині № 3 – **1150 мм !;**
- у свердловині № 4 – 160 мм;
- у свердловині № 5 – 70 мм;
- у свердловині № 6 – **880 мм !.**

Рівень ґрунтових і техногенних вод на ділянці забудови регулюється за рахунок неконтрольованих витоків з підземних водонесучих комунікацій.

Досліджувана територія техногенно підтоплена, процес підтоплення носить прогресуючий характер.

Циклічні добові коливання і загальне піднаття техногенних вод в зоні підошви стрічкових фундаментів на ділянці забудови в умовах пилуватих суфозійно нестійких ґрунтів однозначно приводять до механічного виносу за межі площі обпирання фундаментів мінеральних часток ґрунту основи, що є причиною інтенсифікації нерівномірних осідань ґрунтової основи.

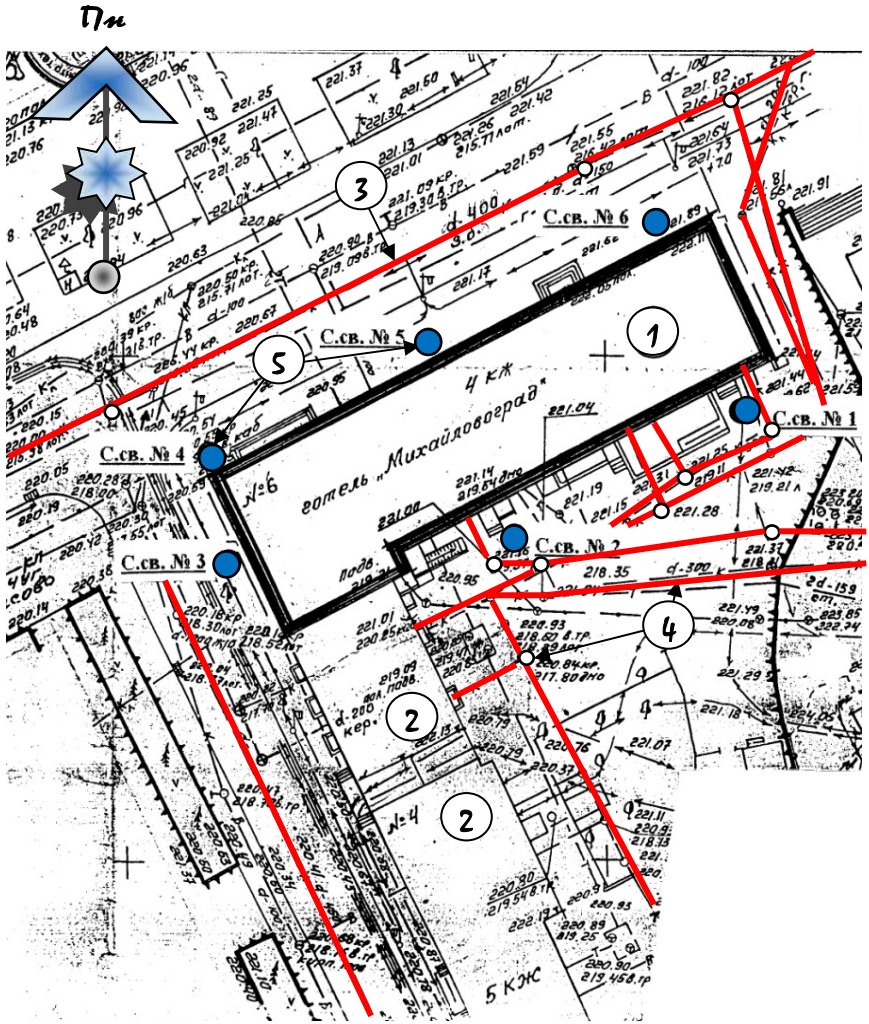


Рис. 2.17. Схема розміщення спостережних свердловин і підземних каналізаційних комунікацій: *1 – досліджувана будівля; 2 – зблокована житлова забудова; 3 – збірний залізобетонний магістральний каналізаційний колектор, d = 400 мм; 4 – підтоплена каналізаційна мережа і вводи в будівлі; 5 – спостережні свердловини*

Таблиця 2.5

Результати замірів рівня води у спостережних свердловинах

№ з/п	Дата і час виконання замірів РГВ		Номери спостережних свердловин і результати замірів, мм					
			Св.1	Св.2	Св.3	Св.4	Св.5	Св.6
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	05.10.04	Ранок	4050	4080	4300	-	-	-
		Вечір	4200	3820	4050	-	-	-
2	06.10.04	Ранок	3920	3550	3730	3490	3720	4650
		Вечір	3750	3480	3620	3440	3680	4600
3	07.10.04	Ранок	3810	3470	3500	3480	-	4460
		Вечір	3830	3440	3460	3500	-	4440
4	08.10.04	Ранок	3770	3450	3380	3500	3700	4270
		Вечір	3750	3420	3310	3480	3740	4210
5	09.10.04	Ранок	3720	3440	3320	3450	3670	4070
		Вечір	3710	3430	3310	3470	3690	4050
6	10.10.04	Ранок	3680	3400	3270	3440	3690	4060
		Вечір	3640	3430	3260	3410	3680	4020
7	11.10.04	Ранок	3620	3430	3240	3450	3690	3860
		Вечір	3610	3460	3270	3510	3700	3810
8	12.10.04	Ранок	3610	3460	3220	3490	3700	3800
		Вечір	3600	3480	3250	3500	3690	3790
9	13.10.04	Ранок	3570	3490	3200	3520	3700	3820
		Вечір	3570	3510	3220	3530	3700	3800
10	14.10.04	Ранок	3560	3460	3160	3520	3720	3750
		Вечір	3570	3470	3170	3500	3720	3820
11	15.10.04	Ранок	3540	3450	3170	3450	3710	3800
		Вечір	3550	3460	3190	3450	3710	3820
12	16.10.04	Ранок	3520	3460	3110	3430	3680	3750
		Вечір	3510	3450	3110	3430	3700	3760
13	17.10.04	Ранок	3510	3450	3110	3430	3700	3760
		Вечір	3520	3440	3120	3440	3700	3720
14	18.10.04	Ранок	3510	3430	3110	3430	3700	3760
		Вечір	3510	3440	3120	3430	3700	3770

продовження табл. 2.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9
15	19.10.04	Ранок	4000	3540	3510	3400	3700	-
		Вечір	3990	3510	3500	3410	3700	-
16	20.10.04	Ранок	3960	3480	3400	3440	3700	-
		Вечір	3960	3450	-	3470	3700	-
17	21.10.04	Ранок	3870	3460	3300	3430	3690	-
		Вечір	3840	3460	3260	3430	3690	-
18	22.10.04	Ранок	3740	3430	3230	3440	3700	-
		Вечір	3720	3420	3200	3430	3700	-
19	23.10.04	Ранок	3700	3420	3220	3420	3660	-
		Вечір	3680	3410	3200	3400	3650	-
20	24.10.04	Ранок	3660	3410	3190	3380	3650	-
		Вечір	3650	3400	3170	3350	3640	-
21	25.10.04	Ранок	3620	3400	3150	3340	3650	-
		Вечір	3610	3400	3140	3330	3650	-

Для визначення походження і ступеню агресивності ґрунтових і техногенних вод (за показниками бікарбонатної лужності, водневого показника ***pH***, вмістом вуглекислоти CO_2 і магнезіальних солей, їдких лугів – хлоридів, сульфатів, нітратів, тощо) на досліджуваній ділянці були проведені хімічні дослідження проб води зі спостережних свердловин і з шурфа в підвалі досліджуваної будівлі.

Згідно результатів досліджень ґрунтові води за своїм хімічним складом відносяться до стічних (каналізаційних) вод і володіють хімічною агресивністю по відношенню до бетонних, кам'яних матеріалів і цементно-піщаного розчину нормальної щільності завдяки вмісту реагентів з каналізаційних витоків (див. табл. 2.6).

Таблиця 2.6

Результати хімічного аналізу грунтових вод

№ з/п	Назва показника	Номер свердловини / глибина відбору, м					
		Св. 3 / 4.0 [27]		СР. 1 / 3.5 [28]		Підвал [28]	
1	2	3		4		5	
1.	Сухий залишок, мг/л	834.0		1016.30		810.0	
2.	pH	8.20		8.50		8.60	
3.	Мінералізація, мг/л	844.60		1050.60		900.10	
4.	Карбонатна жорсткість, мг-екв/л	4.60		5.40		4.40	
5.	Загальна жорсткість, мг-екв/л	10.2		9.0		4.40	
6.	CO_2, мг/л: - вільна - агресивна	550.00 12.20		710.00 13.40		700.00 14.60	
7.	Ca^{2+}	130.0	6.50	160.0	8.00	150.0	7.50
8.	Mg^{2+}	6.50	0.54	9.20	0.76	10.0	0.83
9.	$Na^{+} + K^{+}$	310.0	5.65	284.0	7.39	186.0	6.95
10.	Fe^{3+}	2.0	0.107	2.60	0.139	2.50	0.134
11.	NH^{4+}	5.50	0.305	7.80	0.43	7.40	0.46
12.	HCO_3^{-}	390.0	6.39	410.0	6.72	370.0	6.17
13.	Cl^{-}	130.0	3.65	200.0	5.63	130.0	3.66
14.	SO_4^{2-}	50.0	1.04	90.0	1.87	70.0	1.46
15.	NO_3^{-}	0.20	0.003	0.50	0.003	0.30	0.005
16.	NO_2^{-}	0.40	0.009	0.50	0.011	0.50	0.011
17.	Органічні сполуки, мг/л	0.35		0.40		0.38	
18.	Осад, мг/л	117.0		88.0		88.0	
19.	БСК-5, мгO_2/дм^3	140.6		48.8		64.0	
20.	Аміак, мг/дм^3	8.0		6.90		10.4	

2.3.4. Оцінка несучої здатності ґрунтової основи і осідань фундаментів досліджуваної будівлі з урахуванням інженерно-геологічної ситуації ділянки забудови

Розрахунок деформацій основи виконувався згідно ДБН В.2.1-10-2009 [29] з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого напівпростору за умови, що середній тиск під підошвою фундаменту p не повинний перевищувати розрахункового опору ґрунту основи R:

$$p \le R \text{ , (кПа, т/м}^2\text{)}, \qquad (2.16)$$

а осідання фундаменту не повинне перевищувати допустимих величин

$$S \le S_u \text{ , (см, мм)}. \qquad (2.17)$$

Розрахунковий опір ґрунту основи R визначався за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[\begin{matrix} M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_g \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + \\ + (M_g - 1) \times d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II} \end{matrix} \right], \qquad (2.18)$$

де γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи;

k – коефіцієнт, що залежить від методу визначення характеристик міцності ґрунту основи;

M_γ, M_q та M_c – коефіцієнти, визначені відповідно до величини φ_{II};

b – ширина підошви фундаменту, м;

k_z = 1.0 – коефіцієнт, при b < 10 м;

γ_{II} – середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунту нижче підошви фундаменту.

Питома вага ґрунту нижче РГВ визначалась за формулою:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e},$$

де γ_s = 26.6÷27.4 кН/м^3 – питома вага частинок ґрунту;

γ_w = 10.0 кН/м^3 – питома вага води;

γ'_{II} – середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунту вище підошви фундаменту;

c_{II} – коефіцієнт зчеплення ґрунту безпосередньо під підошвою фундаменту;

d_1 – приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \times \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \qquad (2.19)$$

де h_s – товщина шару ґрунту від підошви фундаменту до підлоги підвалу, м;

h_{cf} – товщина конструкції підлоги підвалу, м;

γ_{cf} – розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу, кН/м^3;

d_b – глибина підвалу, м.

Навантаження від власної ваги фундаменту і ґрунту на його виступах вираховувалось за формулою:

$$G = \bar{\gamma} \times d_1 \times A_o,$$

(2.20)

де $\bar{\gamma}$ – середнє значення питомої ваги матеріалу фундаменту і ґрунту на його виступах;

A_o – площа підошви 1-го п.м. фундаменту.

Середній тиск по підошві фундаменту вираховувався за формулою:

$$P = \frac{N + G}{A_o}, \qquad (2.21)$$

де N – сумарне розрахункове навантаження на рівні обрізу фундаменту.

Осідання S_e основи фундаменту від експлуатаційного навантаження визначалась методом пошарового додавання згідно [29] за формулою:

$$S_e = \beta \times \sum_{i=1}^{n} \sigma_{zpi} \times h_i / E_i \ ,$$

(2.22)

де $\beta = 0.8$ – безрозмірний коефіцієнт;

$\sigma_{zpi} = a \times p_0$ – середнє значення додаткового вертикального напруження в i-тому шарі ґрунту;

a – коефіцієнт, який залежить від форми підошви, співвідношення сторін прямокутного фундаменту і відносної глибини $\xi = 2Z/b$;

$p_0 = p - \sigma_{zg0}$ – додатковий вертикальний тиск на ґрунтову основу.

h_i – товщина i–го шару ґрунту;

E_i – модуль деформації i–го шару ґрунту природної вологості.

Специфікація розрахункових січень стрічкових фундаментів несучих стін наведена в таблиці 2.7.

Таблиця 2.7

Специфікація розрахункових січень фундаментів несучих стін

№ з/п	№№ розрахункових січень, осі	Нормативне навантаження N_{II}, кН	Розрахункове навантаження N_I, кН	Ширина підошви b, м	Глибина закладання d_1, м
1	2	3	4	5	6
1.	**1-1**, осі «**Б», «В»**	309.34	350.94	1.90÷ ÷2.10	1.02
2.	**2-2,** вісь **«А»**	309.12	347.58	2.00	1.02
3.	**2′-2′,** вісь **«Г»**	309.12	347.58	1.40	1.50

продовження табл. 2.7

1	2	3	4	5	6
4.	**3–3,** вісь **«Б»**	264.74	297.42	1.9÷2.1	1.02
5.	**4–4,** вісь **«А»**	320.19	358.32	2.00	1.02
6.	**5–5,** осі **«5», «8»**	363.69	408.81	1.40	1.02
7.	**6–6,** осі **«5», «8»**	282.69	313.93	1.40	1.02

Результати розрахунків несучої здатності ґрунтової основи і осідань фундаментів досліджуваної будівлі.

Максимальні осідання S_{max} ґрунтової основи фундаментів несучих стін по осях «5» і «8» на ділянках між осями «Б» і «Д» (січення 5–5) досягли граничної величини осідань $S_{max,u}$ згідно додатку ДБН [29]:

$$S_{max} = 0.111 \text{ м} > S_{max,u} = 0.10 \text{ м}.$$

Відносна різниця осідань $(\Delta S/L)$ ґрунтової основи фундаментів несучих стін в розрахункових січеннях 3–3 і 4–4, 1–1 і 3–3, 2–2 і 4–4, 1–1 і 5–5, 2′–2′ і 5–5, 5–5 і 6–6 (див. рис. 2.18) значно перевищують граничну величину $(\Delta S/L)_u$ згідно з додатком ДБН [29]:

$(\Delta S/L)_{3\text{-}3,\ 4\text{-}4} = (0.0748\text{-}0.0615) / 6.00 = 0.0022 > (\Delta S/L)_u = 0.002;$

$(\Delta S/L)_{1\text{-}1,\ 3\text{-}3} = (0.0697\text{-}0.0615) / 1.00 = 0.008 > (\Delta S/L)_u = 0.002;$

$(\Delta S/L)_{2\text{-}2,\ 4\text{-}4} = (0.0748\text{-}0.0686) / 1.00 = 0.0062 > (\Delta S/L)_u = 0.002;$

$\mathbf{(\Delta S/L)_{1\text{-}1,\ 5\text{-}5} = (0.1011\text{-}0.0697)/1.00 = 0.0314 >> (\Delta S/L)_u = 0.002!;}$

$\mathbf{(\Delta S/L)_{2'\text{-}2',\ 5\text{-}5} = (0.1011\text{-}0.0810)/1.00 = 0.0201 >> (\Delta S/L)_u = 0.002!;}$

$\mathbf{(\Delta S/L)_{5\text{-}5,\ 6\text{-}6} = (0.1011\text{-}0.0766)/1.00 = 0.0245 >> (\Delta S/L)_u = 0.002!.}$

Експлуатаційна надійність досліджуваної будівлі, з точки зору граничних відносних різниць осідань $(\Delta S/L)$ ***ґрунтової основи та фундаментів зовнішніх і внутрішніх несучих стін, не забезпечена.***

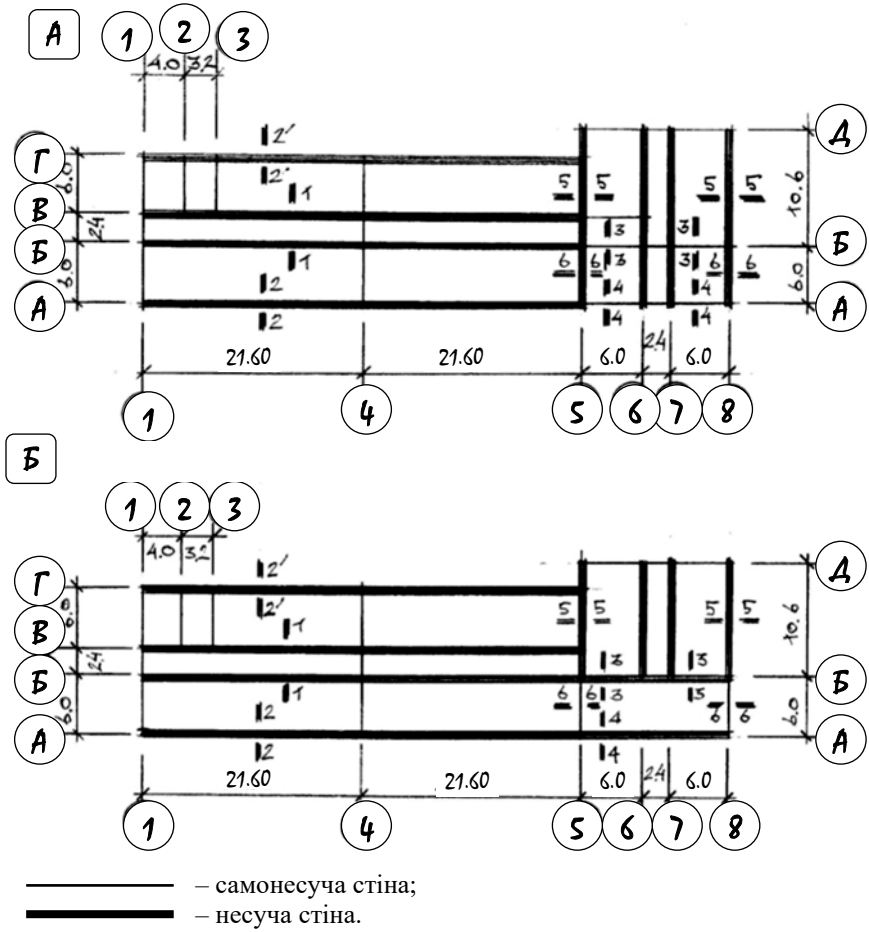


Рис. 2.18. Розрахункові січення для збору навантажень на фундаменти досліджуваної будівлі:
А – розрахункова схема ФПЧ і першого поверху;
Б – розрахункова схема 2-го÷5-го і технічного поверхів

Напружено-деформований стан ґрунтової основи відповідно до вимог критеріїв І-ї групи граничних станів (несуча здатність) класифікується як ***граничний з тенденцією переходу в аварійний***, при якому деформації основи разом з постійними і тимчасовими навантаженнями обумовили пошкодження окремих конструкцій, однак, з огляду на те, що максимальний тиск P_{max} під підошвою існуючих фундаментів несучих стін не перевищує значення розрахункового опору ґрунту R, взаємопов'язані сусідні конструкції або елементи поки що знаходяться в догранічному стані, тим не менше, деформації і пошкодження поступово накопичуються і повільно розвиваються.

2.3.5. Загальні висновки

Інженерно-геологічна особливість досліджуваної ділянки забудови: Неоднорідність і різка змінюваність потужності шарів ґрунтового масиву, а також високий рівень стояння РГВ.

Особливості водонасиченого ґрунту ІГЕ-3 (Vd$_{III}$bq) – лесового супіску низькопористого, тиксотропного, суфозійно нестійкого, пластичного, який слугує природною основою стрічкових фундаментів досліджуваної будівлі:

- Значна стисливість і мала несуча здатність. Будівлі, в основі яких є такі ґрунти, відчувають великі довготривалі осідання (в багатьох випадках впродовж усього терміну експлуатації будівлі), оскільки ущільнення водонасичених ґрунтів визначається, головним чином, процесами відтискання порової води до дренажних поверхонь.

- Зменшення модуля деформації залежно від швидкості експлуатаційного і (або) додаткового навантаження (в нашому випадку – надбудова технічного і 5-го поверхів).

- Зменшення міцності в міру заповнення пор водою, особливо при вмісті в них деякої кількості органічних колоїдних частин, рівномірно розподілених в їх товщі, які придають супіскам більшу рухливість. Такі ґрунти під невеликим тиском, навіть при неповному водонасиченні, можуть розтікатися, через це їх часто називають ***пливунами.*** Такі псевдо-пливуни можуть використовуватись в основі фундаментів будівель ***тільки тоді, коли впроваджені заходи, що виключають можливість їх горизонтального трансферу.*** При появі можливості пилуваті суглинки і супіски в текучому, а ***при тиску на них більшому як 0.15 МПа*** і в текучо-пластичному стані легко можуть переміщатись із зони тиску або піддаватись впливу суфозії, викликаючи втрату стійкості ґрунтового масиву. При будівництві та експлуатації будівель, в основі яких є слабкі водо-насичені ґрунти, приймаються рішення або по зміцненню і ущільненню ґрунтових основ, або по збільшенню жорсткості самих споруд, що не передбачено в конструктивній схемі досліджуваної будівлі. Необхідно відмітити, що ***застосування будь-якого з існуючих методів зміцнення і ущільнення таких ґрунтів не ліквідовує осідань будівлі, а лише в тій чи іншій мірі їх зменшує.***

Коливання РГВ: Підошва існуючих стрічкових фундаментів досліджуваної будівлі підтоплена і знаходиться нижче РГВ на 0.8÷1.10 м. Водонасичення ґрунту супроводжується погіршанням консистенції, яке викликає не тільки зменшення його несучої здатності, але й збільшує його стисливість. Осідання фундаменту є

функцією зміни горизонтальних напружень, які в свою чергу, визначаються положенням РГВ, тому просідання ґрунту, викликане підйомом РГВ, набагато більше за просідання, викликане статичним (експлуатаційним) навантаженням і, як правило, приводить до пошкоджень фундаментів і наземних конструкцій. Згідно проведених досліджень амплітуда коливання РГВ на ділянці забудови може складати 0.7÷1.2 м. Таке коливання спричиняє стохастичну зміну напружено-деформованого стану ґрунтів основи внаслідок зміни, появи або зникнення гідростатичного та гідродинамічного тисків. Виникають різні за амплітудою вертикальні рухи фундаментів, що в комплексі з іншими чинниками приводить до появи і розвитку деформаційних тріщин в конструкціях будівлі в цілóму.

Пониження рівня чи напору ґрунтових вод:

- В супіщаних ґрунтах підйом РГВ може зменшити стійкість основи проти горизонтального трансферу нижче підошви фундаментів і привести до додаткового збільшення осідань будівлі. Як відомо, характерною властивістю піщаних ґрунтів є мала зміна їх об'єму при зміні вологості. Однак при насиченні водою, (закон Архімеда), вага часток ґрунту зменшується на вагу витісненої ними води, отже зменшується тертя між частками і полегшується їх відносний зсув.

- Циклічна добова зміна РГВ супроводжується ущільненням ґрунтів водоносних горизонтів, в результаті чого відбувається їх осідання під навантаженням. Пониження РГВ вивільняє від води деякий об'єм ґрунтової товщі з відповідним збільшенням її ваги внаслідок виключення виважувальної протидії води. Пониження РГВ на 1.0 м приводить до збільшення тиску від власної ваги

ґрунту на ґрунти водоносного горизонту на 0.01 МПа. При значних за потужністю та стисливістю ґрунтових товщах це спричиняє суттєві осідання фундаментів.

Ґрунтові води на ділянці забудови володіють хімічною агресивністю по відношенню до бетонних, кам'яних матеріалів і цементно-піщаного розчину нормальної щільності, що є причиною руйнування захисного шару бетону, оголення та корозії робочої арматури залізобетонних і бетонних елементів ФПЧ будівлі.

Додатковий негативний фактор впливу на експлатаційну надійність підтопленої ґрунтової основи спричиняє інтенсивний рух автотранспорту в безпосередній близькості від будівлі, що створює динамічне навантаження на тиксотропні ґрунти основи.

Геотехнічна надійність ґрунтової основи досліджуваної будівлі характеризується як така, при якій ділянка забудови обмежено придатна для будівництва без проведення інженерних заходів. Сумісні деформації ($S_0 + S$) будівлі з основою перевищують граничні сумісні деформації (S_u) будівлі, не пристосованої до сприйняття зусиль, які виникають в складних ІГЕ, тобто $S_0 + S > S_u$, але не перевищують граничні сумісні деформації (S_u') будівлі, пристосованої до сприйняття вказаних зусиль, тобто $S_0 + S \le S_u'$. Деформації основи обумовили пошкодження окремих конструкцій, однак взаємопов'язані сусідні конструкції поки що знаходяться в дограничному стані. Тим не менше, деформації поступово накопичуються і повільно розвиваються. Надійне утримання будівлі можливе тільки за умови розробки і впровадження комплексу інженерно-технічних заходів з відновлення експлуатаційної надійності будівлі.

2.4. ОЦІНКА ГЕОТЕХНІЧНОЇ НАДІЙНОСТІ ПРОСАДКОВОЇ ҐРУНТОВОЇ ОСНОВИ на прикладі адміністративної будівлі № 12а на вул. Соборній у м. Рівному

2.4.1. Характеристика і результати обстеження конструкцій досліджуваної будівлі

Загальні положення. В адміністративному відношенні досліджувана ділянка забудови знаходиться на вул. Соборній, 12а в зоні щільної міської забудови центральної частини м. Рівного (див. рис. 2.19).

Об'ємно-планувальне рішення. Будівля чотириповерхова з цокольно-підвальним поверхом, в плані прямокутної форми з виступами, габаритними розмірами в осях «1–6»×«А-Д»=45.47×15.14 м. Для виходу з цокольно-підвального і першого на 2-й÷4-й поверхи влаштовані сходові марші і площадки в сходових клітках (див. рис. 2.20÷2.22).

Конструктивна схема будівлі стінова з поздовжніми зовнішніми і внутрішньою несучими стінами. Просторову жорсткість будівлі забезпечують зовнішні та внутрішні несучі стіни, стіни сходових кліток, диски перекриттів і покриття.

Спеціальні інженерно-технічні заходи для сприйняття конструктивною схемою нерівномірних деформацій основи не передбачені.

Фундаменти зовнішніх і внутрішніх стін стрічкові з монолітного бетону, з виступами в нижній частині. Глибина закладання 1.50÷1.90 м від поверхні підлоги підвалу (абсолютні відмітки 210.6÷211.0 м). Ширина підошви – 1.34÷1.38 м. Горизонтальна гідроізоляція – два шари руберойду на відм. 212.50 м.

Вертикальна гідроізоляція стін підвальної частини не виявлена. Стіни цокольно-підвального поверху – з червоної повнотілої цегли стандартних розмірів на цементно-піщаному розчині. Відмостка по периметру будівлі – тротуарна плитка з природного каменю, асфальтобетон по втрамбованій піщано-щебеневій основі. Викривлення горизонтальних ліній цокольної частини фундаментів зовнішніх поздовжніх стін візуально та інструментально не виявлене.

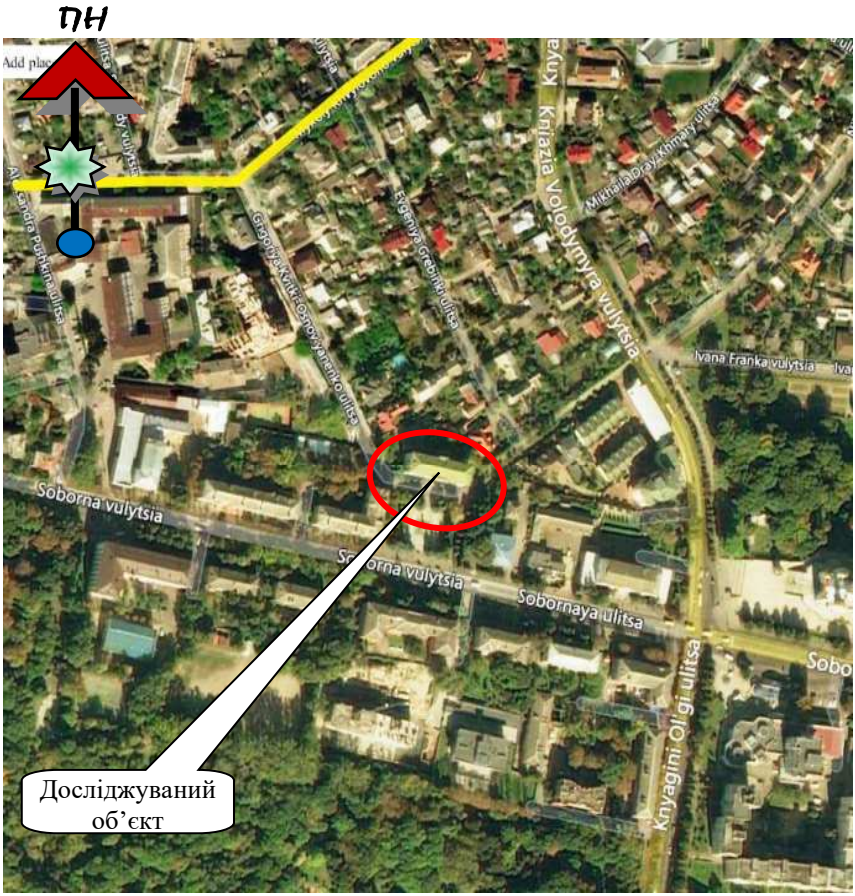


Рис. 2.19. Викопіювання з супутникової карти м. Рівного



Фото 2.2, 2.3. Головний і дворовий фасади досліджуваної будівлі



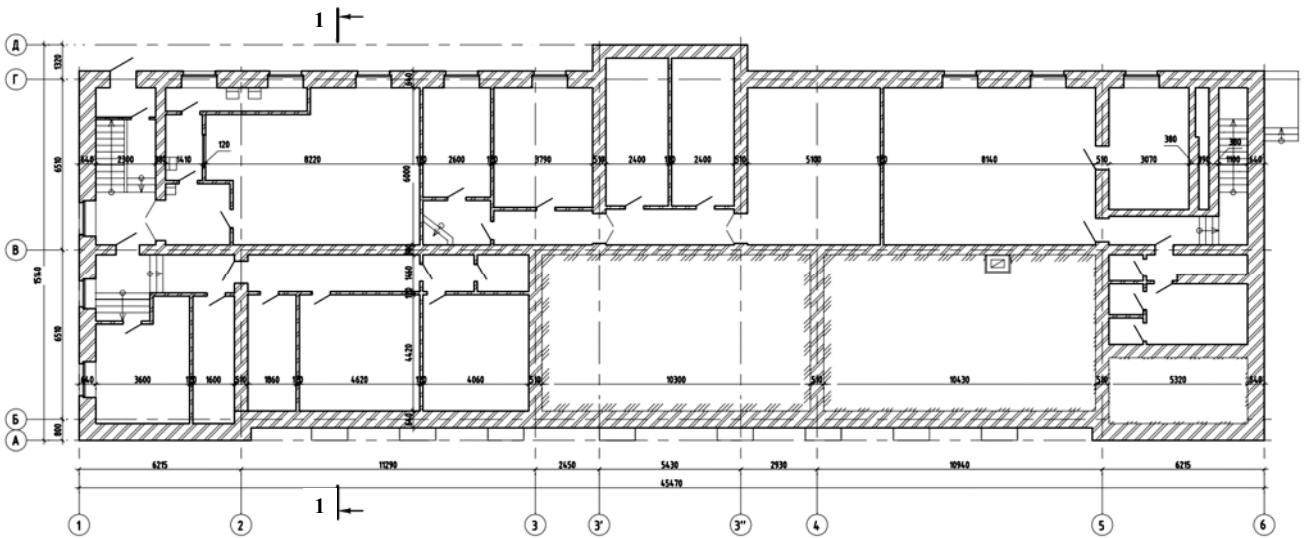


Рис. 2.20. Обмірний план цокольно-підвального поверху

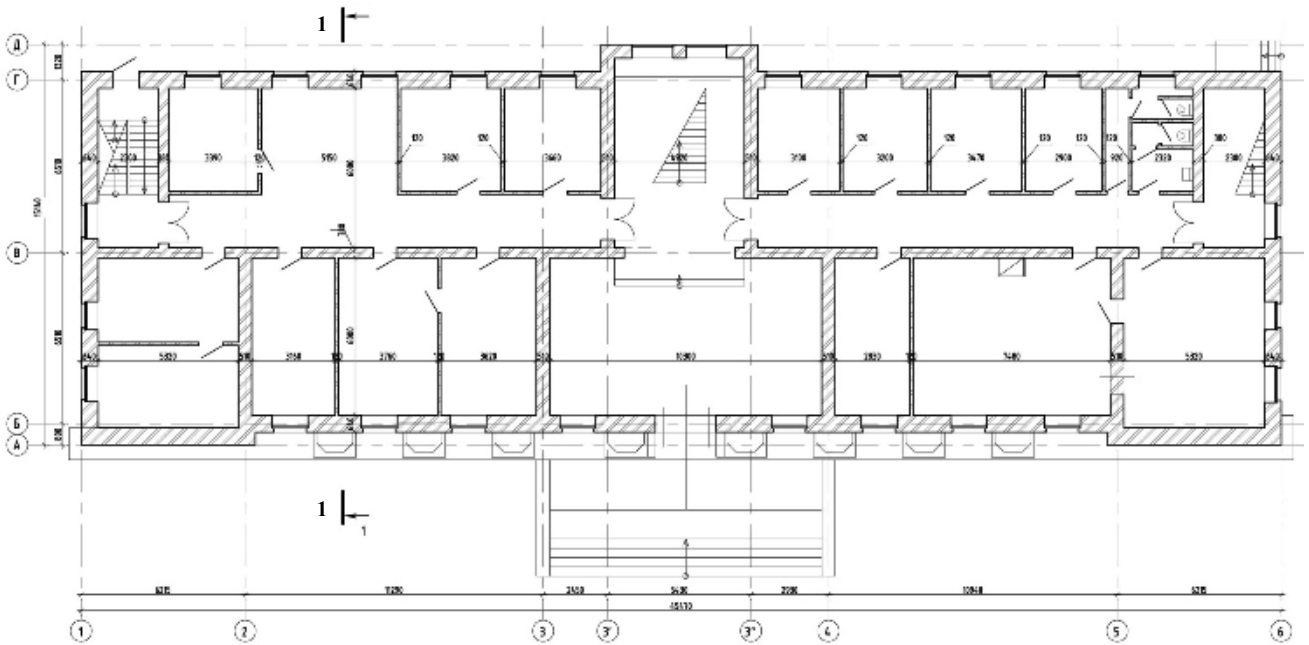


Рис. 2.21. Обмірний план першого поверху

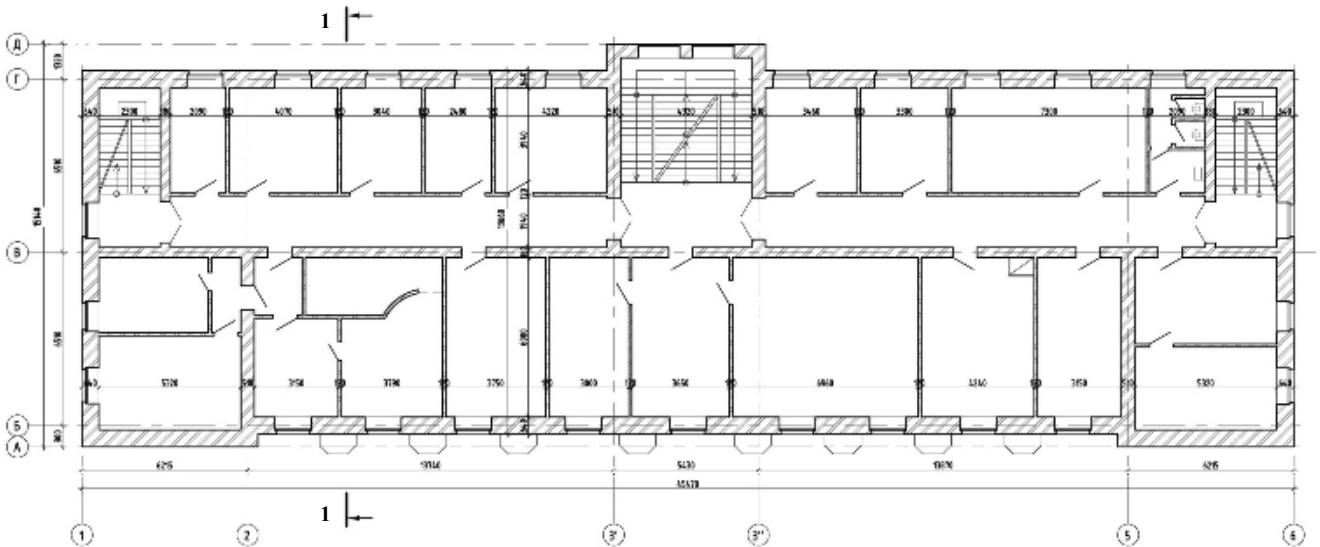


Рис. 2.22. Обмірний план другого–четвертого поверхів

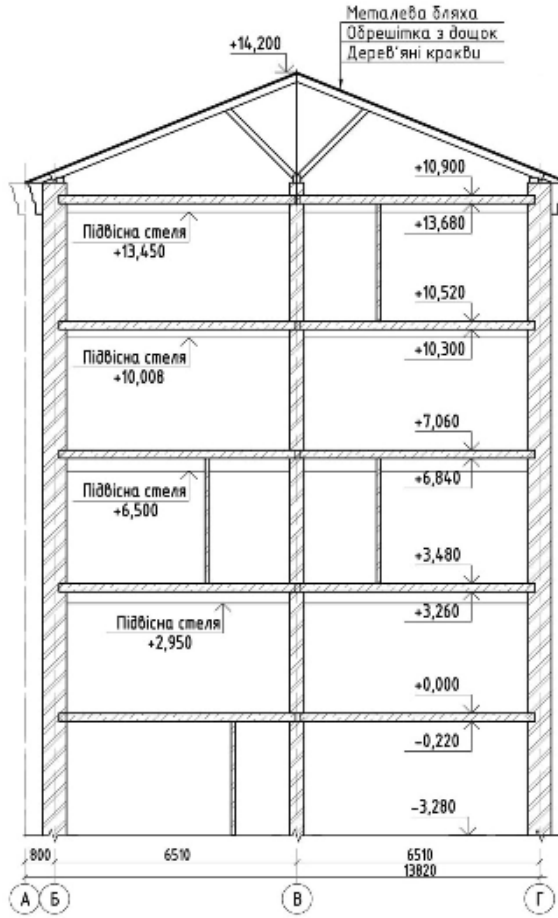


Рис. 2.23. Поперечний розріз 1–1



Фото 2.4, 2.5. Замокання стін цокольно-підвального поверху водою з відмостки, ураження грибком цегляної кладки





Фото 2.6, 2.7. Силові тріщини в опорних зонах збірних залізобетонних сходових маршів і площадок





Фото 2.8, 2.9. Силові тріщини у внутрішніх несучих стінах та в місцях обпирання залізобетонних прогонів





Фото 2.10. Масові силові вертикальні тріщини у зовнішніх несучих та самонесучих стінах

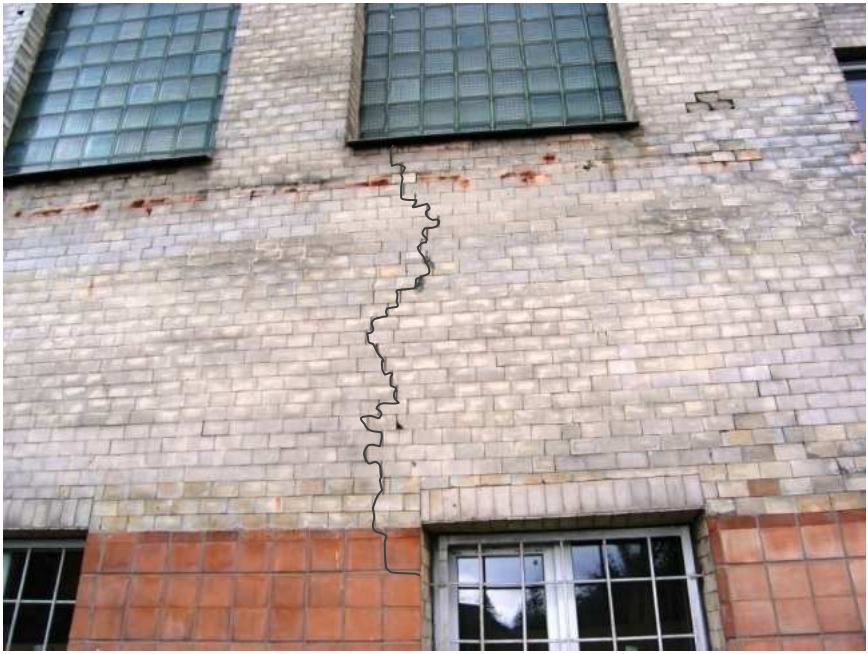


Фото 2.11. Масові силові вертикальні тріщини у зовнішніх несучих та самонесучих стінах

Підлога. Керамічна плитка, мозаїчний бетон по бетонній стяжці і втрамбованому ґрунту, збірних залізобетонних плитах перекриття, ламінат, дерев'яний паркет по збірних залізобетонних плитах перекриттів, залежно від призначення приміщень.

Сходи, площадки. Сходи і площадки входу в будівлю бетонні, сходини покриті плитами з природного каменю. Сполучення між поверхами забезпечене збірними залізобетонними сходовими маршами і площадками в сходових клітках. Сходи в цокольно-підвальний поверх – бетонні набірні. На дворовому фасаді будівлі влаштована металева пожежна драбина.

Стіни, перегородки. Зовнішні, внутрішні стіни, пілястри та перегородки – з червоної повнотілої цегли станда-

ртних розмірів на цементно-піщаному розчині. Карнизи зовнішніх стін збірні бетонні. Товщина зовнішніх, внутрішніх стін – 250, 380, 510, 640 мм, перегородок – 120 мм. Поверхні стін і перегородок в приміщеннях оштукатурені вапняно-піщаним розчином. Надпроємні перемички у стінах і перегородках збірні залізобетонні брускові рядові і несучі. Фасади опоряджені декоративною терозитовою штукатуркою та керамічною плиткою, цоколь – русти з природного каменю, декоративна терозитова штукатурка.

Перекриття та покриття. Над цокольно-підвальним поверхом – монолітне залізобетонне балочне. Міжповерхові перекриття і покриття – круглопустотні збірні залізобетонні плити з обпиранням на несучі стіни і прогони. Утеплювач покриття – засипка шлаком.

Заповнення проємів. Зовнішні двері дерев'яні глухі і засклені, внутрішні двері – металопластикові засклені, вікна – засклені дерев'яні віконні рами, металопластикові віконні блоки з заповненням вакуумними склопакетами.

Дах. Чотирисхилий вальмовий, дерев'яна кроквяна система – похилі стропильні ноги зі стійками, затяжками та підкосами. Обпирання кроквів – на мауерлати і верхні поздовжні прогони. В конструкції даху влаштовані вітрові вікна.

Покрівля. Бляшані листи по дерев'яній обрешітці з дощок з прозорами. Водостік зовнішній, організований у бляшані ринви і водостічні труби.

Інженерні комунікації

Зовнішнє електропостачання – від місцевої ТП.

Внутрішнє електроосвітлення – робоче, аварійне і ремонтне.

Теплопостачання – центральне від теплової мережі районної котельні. Теплоносій – вода ***t*** = 130÷70° С. Схема теплопостачання закрита, двотрубна, тупікова.

Водопостачання – від кільцевих мереж міського водопроводу. Схема водопостачання кільцева, об'єднана господарсько-питна і протипожежна.

Водовідведення – в міську каналізаційну мережу.

Вентиляція – приточно-витяжна, природна.

Внутрішнє пожежогасіння – пожежні крани.

Охоронно-пожежна сигналізація – пожежний концентратор ППС-3. На фасадній частині будівлі виведена світлозвукова сигналізація.

На момент проведення обстежень усі наявні системи внутрішніх інженерних комунікацій працювали в нормальному режимі.

В результаті обстеження несучих конструкцій будівлі № 12а на вул. Соборній у м. Рівному, ***пошкодженнями і факторами, що зменшують її експлуатаційну надійність, визнано наступні:***

- відсутність вертикальної гідроізоляції фундаментно-підвальної частини;
- замокання стін цокольно-підвального поверху водою з відмостки, ураження грибком цегляної кладки стін (див. фото 2.4, 2.5);
- просідання та руйнування відмостки окремими місцями;
- тріщини в місцях обпирання збірних залізобетонних сходових маршів і площадок (див. фото 2.6, 2.7);
- механічне руйнування збірних залізобетонних сходин та площадок, покриття сходин з мозаїчного бетону, внутрішніх збірних залізобетонних сходів;
- руйнування облицювання цоколю;

- руйнування капітелів пілястрів;

- силові вертикальні та горизонтальні тріщини у внутрішніх несучих стінах та в місцях обпирання залізобетонних прогонів (див. фото 2.8, 2.9);

- масові силові вертикальні тріщини у зовнішніх несучих та самонесучих стінах (див. фото 2.10, 2.11);

- тріщини в замонолічених швах між плитами перекриттів;

- ураження гнилизною вікон цокольно-підвального поверху;

- відсутність вогнезахисної обробки, масове ураження жуками-короїдами і гнилизною дерев'яних елементів даху;

- протікання покрівлі окремими місцями.

В рамках вимог критеріїв І-ї (несуча здатність, міцність, геостійкість) і ІІ-ї (придатність до нормальної експлуатації) груп граничних станів будівель і споруд, загальний технічний стан досліджуваного об'єкту – адміністративної будівлі на вул. Соборній, 12а в м. Рівному – класифікується за третім ступенем як незадовільний (ступінь пошкоджень середній і значний), зменшення несучої здатності залізобетонних і кам'яних конструкцій 21÷25%, дерев'яних і металевих – 16÷40% [15; 19; 20; 22].

Є пошкодження і дефекти, що свідчать про зменшення несучої здатності конструкцій. Порушені вимоги чинних нормативних документів, але небезпека обрушення і загроза безпеці людей відсутня. Експлуатація будівлі можлива лише за умови проведення капітального ремонту з заміною, відновленням або підсиленням окремих несучих конструкцій і конструктивних елементів.

2.4.2. Аналіз інженерно-геологічної і гідрологічної ситуацій ділянки забудови

В геоморфологічному відношенні ділянка забудови знаходиться на спланованому схилі Рівненського лесового плато. Природний рельєф ділянки антропогенно модифікований в результаті інженерного освоєння території та проведеного будівництва. Сформований техногенний рельєф похилий з ухилом земної поверхні в північному, північно-західному напрямку. Абсолютні відмітки поверхні землі досліджуваної ділянки забудови змінюються в межах 213.35÷215.50 м (див. рис. 2.19).

В геологічній будові на розвідану глибину приймають участь четвертинні відклади еолово-делювіального та алювіально-делювіального генезису, представлені супісками різної консистенції, які перманентно перекриті шаром насипного ґрунту потужністю 0.4÷1.4 м. На глибинах 2.7÷6.5 м четвертинні відклади підстеляються верхньокрейдяними породами – крейдою.

Гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю горизонту ґрунтових вод, який залягає на глибині 19.0÷20.0 м від поверхні землі. У водозбагачені періоди року на короткий період можливий підйом РГВ на 1.0÷1.50 м вище вказаного. Аналіз гідрогеологічної ситуації даної частини міста свідчить також про техногенну складову водного навантаження, яка впливає на природний гідрогеологічний режим і формує техногенне підвищення РГВ в регіональному масштабі. Згідно *п. 6.2.7.10* ДБН А.2.1-1-2014 [26] за схемою природних умов ділянка забудови відноситься до природно і техногенно непідтоплених територій.

За результатами досліджень в зоні дії фундаментів на ґрунт, за віком, генезисом та на основі ДСТУ Б В.2.1-2-96 [23] і ДСТУ Б В.2.1-5-96 [24] ґрунтовий масив, розчленований на шість інженерно-геологічних елементів:

ІГЕ-1 (*tQIV*). Насипний ґрунт – бетон (0.2 м), суміш рослинного шару, будівельних відходів, консолідований, темно-сірий. Потужність 0.4÷1.4 м.

ІГЕ-2 (*vdQII-III*). Супісок твердий, лесоподібний, ***просадковий***, низькопористий, пилуватий, озалізнений, жовтувато-сірий. Потужність 0.9÷1.9 м. Узагальнені показники відносної просадковості ε_{sl} по інтервалах глибин та різних навантаженнях наведені в таблиці 2.8:

Таблиця 2.8

Показники відносної просадковості ε_{sl} залежно від глибини і навантаження на ґрунт

№ ІГЕ	Глибина визначення, м	Відносна просадковість ε_{sl} при p_0, МПа						Початковий просадковий тиск P_{sl}, МПа
		$p_0 = p$, МПа	**0.10**	**0.20**	**0.30**	-	-	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
2	1.3÷1.5	0.001	0.007	0.013	0.019	-	-	0.15
2	2.1÷2.3	0.002	0.005	0.011	0.016	-	-	0.19
2	3.5÷3.7	0.002	0.005	0.007	0.013			0.25

ІГЕ-2а (*vdQII-III*). Супісок пластичний, лесоподібний, низькопористий, пилуватий, озалізнений, жовтувато-сірий. Потужність 1.4 м.

ІГЕ-3 (*vdQII-III*). Супісок пластичний, лесоподібний, низькопористий, пилуватий, жовтувато-сірий. Потужність 0.4÷1.6 м.

ІГЕ-4 (*adQII-III*). Супісок пластичний, з лінзами піску дрібного та пилуватого, з включенням жорстви крейди, білувато-сірий, сірий. Потужність 1.2 м.

ІГЕ-5 (ek_2t). Елювіальний карбонатний ґрунт – крейда вивітрена, тріщинувата, озалізнена, біла. Потужність на розвідану глибину 4.3 м (див. табл. 2.9).

Природною основою стрічкових фундаментів досліджуваної будівлі слугують ґрунти:

Для цокольної частини будівлі – *ІГЕ-2а* ($vdQ_{II\text{-}III}$) супісок пластичний, лесоподібний, низькопористий, пилуватий, озалізнений, жовтувато-сірий, потужністю 1.30 м під фундаментом з наступними фізико-механічними характеристиками:

- природна вологість: W = 0.20/0.23;
- ступінь вологості S_r = 0.71/0.80;
- модуль деформації E = 10.0 МПа;
- коефіцієнт пористості e = 0.76;
- питома вага ґрунту: γ_{II} = 18.3/18.6 кН/м^3;
- кут внутрішнього тертя: φ_{II} = 20°;
- коефіцієнт зчеплення: c_{II} = 11.0 кПа.

Для підвальної частини будівлі – *ІГЕ-2* ($vdQ_{II\text{-}III}$) супісок твердий, лесоподібний, ***просадковий***, низькопористий, пилуватий, озалізнений, жовтувато-сірий, потужністю 0.40 м під фундаментом з наступними фізико-механічними характеристиками:

- природна вологість: W = 0.16/0.23;
- ступінь вологості S_r = 0.57/0.80;
- модуль деформації E = 14.0/9.0 МПа;
- коефіцієнт пористості e = 0.76;
- питома вага ґрунту: γ_{II} = 17.5/18.6 кН/м^3;
- кут внутрішнього тертя: φ_{II} = 20°;
- коефіцієнт зчеплення: c_{II} = 11.0 кПа.

Проведеним аналізом комплексу чинників, що характеризують умови розвитку карсту (зокрема [30; 31]), ознак проявів карстово-суфозійних процесів на ділянці

забудови не виявлено. Відповідно до *п. 6.2.9.1* ДБН А.2.1-1-2014 [26], досліджувана ділянка забудови відноситься до категорії ***VI*** по стійкості відносно карстових провалів, тобто ***район вишукувань не відноситься до карстонебезпечних.***

Нормативна сейсмічна інтенсивність ділянки забудови згідно 12-ти бальної шкали ***MSK-64***, ***EMS-98*** та згідно карти ОСР-2004 ***С*** ДБН В.1.1-12:2014 [32], як для об'єктів і споруд масового цивільного, промислового призначення, різних житлових об'єктів у міській і сільській місцевості і становить ***6 балів.***

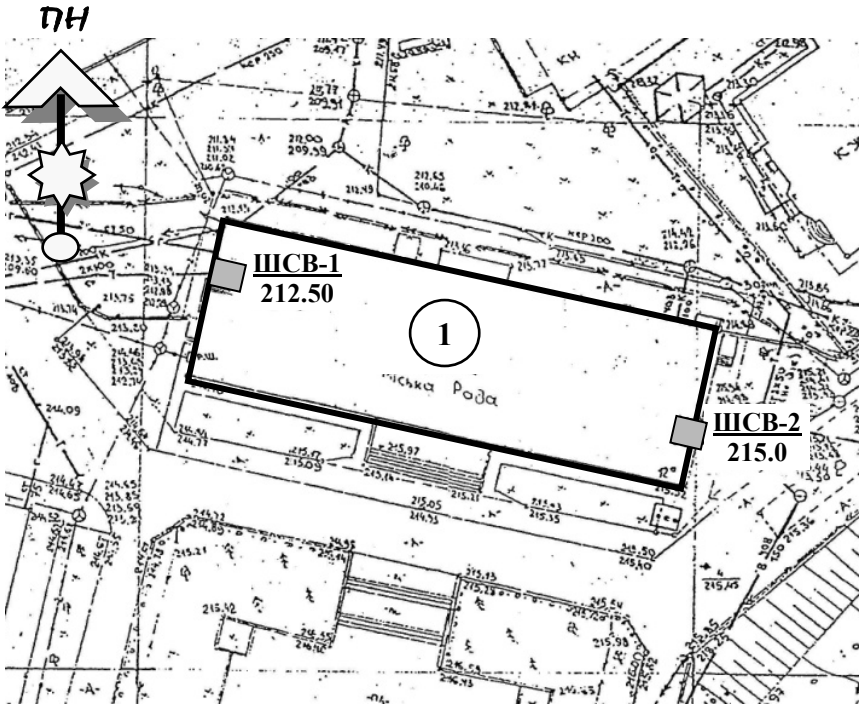


Рис. 2.19. Планово-висотне положення точок інженерно-геологічної інформації: *1 – досліджувана будівля; ШСВ-1, ШСВ-2 – шурфосвердловини № 1 і № 2*

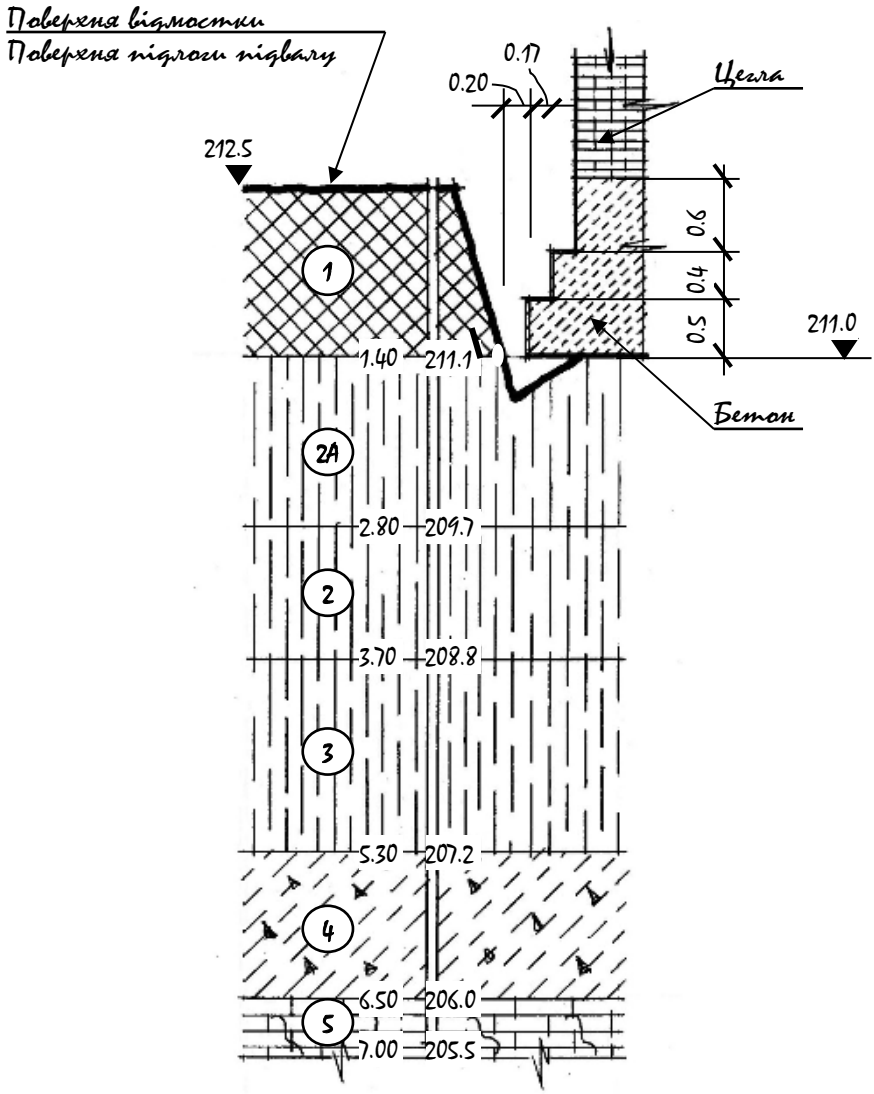


Рис. 2.20. Інженерно-геологічний розріз по шурфосвердловині ШСВ-1

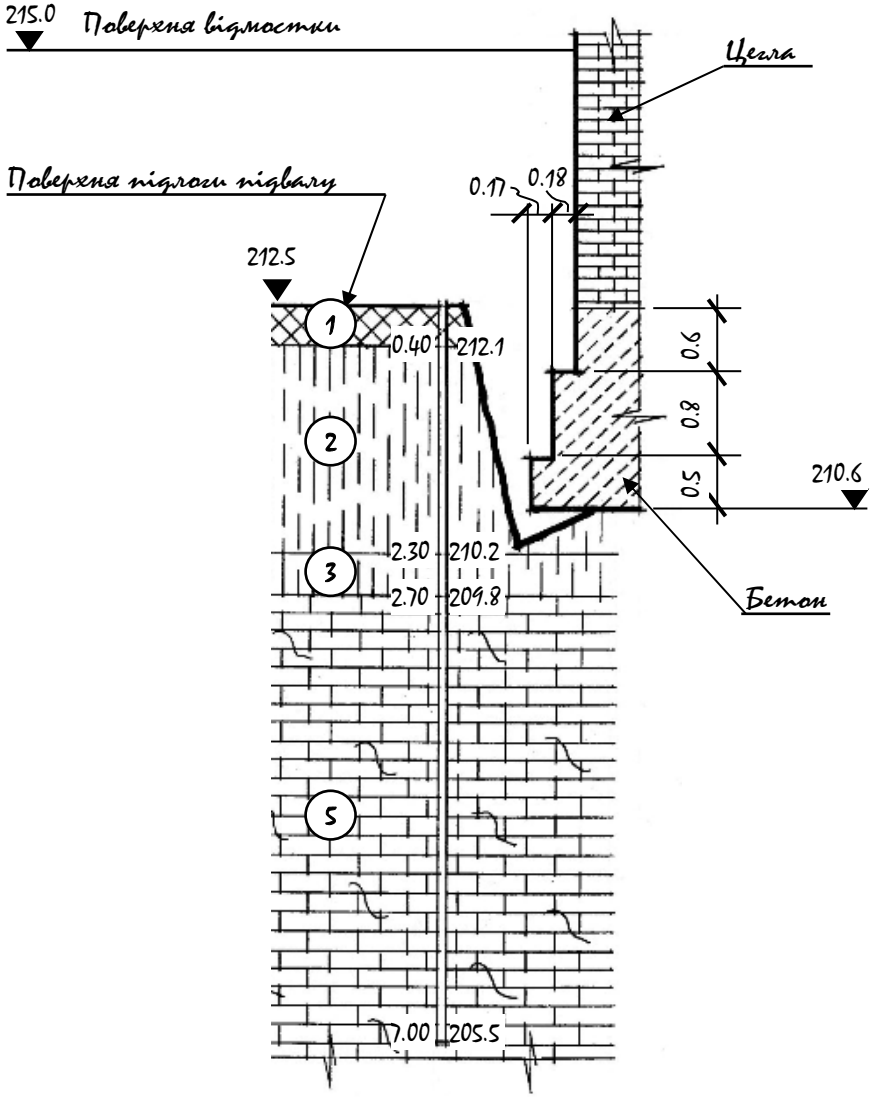


Рис. 2.21. Інженерно-геологічний розріз по шурфосвердловині ШСВ-2

Таблиця 2.9

Зведена інженерно-геологічна колонка з показниками фізико-механічних властивостей ґрунтів основи досліджуваної будівлі згідно [33]

Індекс генезису та вік ґрунтів	Літологічний розріз та № ІГЕ	Номенклатурна назва ґрунтів (ДСТУ Б В.2.1-2-96)	Нормативні								Розрахункові					
			W	I_r	I_l	e	S_r	ρ	E	I_{om}	γ_{II}	c_{II}	φ_{II}	E	№ по ДБН Д.2.2-1-99	R_0
			Долі одиниці					$\frac{г}{см^3}$	МПа	%	$\frac{кН}{м^3}$	кПа	градуси	МПа		кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
tQ_{IV}	**1**	Насипний ґрунт – суміш рослинного шару, будівельних відходів, консолідований, темно-сірий.	--	--	--	--	--	**1.7**	--	--	**17.3**	--	--	--	**26а**	--
vdQ_{II-III}	**2**	Супісок твердий, лесоподібний, ***просадковий***, низькопористий, пилуватий, озалізнений.	**0.19 / 0.23**	**0.06**	**≤0.0 / 0.83**	**0.76**	**0.57 / 0.80**	**1.77 / 1.88**	**14.0 / 9.0**	--	**17.5 / 18.6**	**11.0**	**20**	**9.0**	**36б**	--
vdQ_{II-III}	**2а**	Супісок пластичний, лесоподібний, низькопористий, пилуватий, озалізнений, жовтувато-сірий.	**0.20 / 0.23**	**0.06**	**0.33 / 0.83**	**0.76**	**0.71 / 0.80**	**1.85 / 1.88**	**10.0**	--	**18.3 / 18.6**	**11.0**	**20**	**10.0**	**36а**	--
vdQ_{II-III}	**3**	Супісок пластичний, лесоподібний, низькопористий, пилуватий, жовтувато-сірий.	**0.20 / 0.21**	**0.07**	**0.29 / 0.71**	**0.70**	**0.77 / 0.80**	**1.90 / 1.91**	**13.0**	**--**	**18.8 / 18.9**	**12.0**	**22**	**13.0**	**36а**	**--**
vdQ_{II-III}	**4**	Супісок пластичний, з лінзами піску дрібного та пилуватого і жорстви крейди, білувато-сірий.	**0.20**	**0.06**	**0.33**	**0.65**	**0.83**	**1.96**	**16.0**	--	**19.4**	**13.0**	**24**	**16.0**	**36а**	--
ek_2t	**5**	Елювіальний карбонатний ґрунт – крейда вивітрена, тріщинувата, біла.	**0.30**	--	--	**0.95**	**0.86**	**1.81**	**20.0**	--	**18.0**	**22.0**	**30**	**20.0**	**23а**	--

2.4.2.1. Аналіз результатів розрахунків несучої здатності ґрунтової основи і осідань існуючих стрічкових фундаментів

Максимальний тиск P_{max} під підошвою існуючих стрічкових фундаментів несучих поздовжніх стін ***перевищує значення розрахункового опору ґрунту R:***

- для зовнішніх несучих стін по осях «Б» і «Г» безпідвальної частини будівлі:

P_{max} = 325.65 (кПа) > 1.2R = 1.2×194.40 = 233.25 (кПа);

- для внутрішньої несучої стіни по осі «В» безпідвальної частини будівлі:

P_{max} = 298.80 (кПа) > 1.2R = 1.2×176.10 = 211.28 (кПа);

- для зовнішніх несучих стін по осях «Б» і «Г» частини будівлі з підвалом:

P_{max} = 383.25 (кПа) > 1.2R = 1.2×300.20 = 360.22 (кПа);

- для внутрішньої несучої стіни по осі «В» частини будівлі з підвалом:

P_{max} = 368.40 (кПа) > 1.2R = 1.2×302.30 = 362.72 (кПа).

Відносна різниця осідань ***(ΔS/L)*** існуючих стрічкових фундаментів зовнішніх і внутрішніх поздовжніх несучих стін по осях «Б» та «В» цокольної і підвальної частин будівлі ***перевищує граничну величину*** $(\Delta S/L)_u$ згідно додатку «И» ДБН [29]:

$$(\Delta S/L)_{БП} = (0.051 - 0.037) / 5.43 = 0.0026 > (\Delta S/L)_u = 0.0020.$$

Експлуатаційна надійність досліджуваної будівлі, з точки зору несучої здатності існуючих стрічкових фундаментів стін і відносної різниці їх осідань разом з ґрунтовою основою, не забезпечена.

2.4.3. Загальні висновки

2.4.3.1. Причини зменшення експлуатаційної надійності досліджуваної будівлі

- Відсутність спеціальних інженерно-технічних заходів для збільшення просторової жорсткості і сприйняття конструктивною схемою будівлі нерівномірних деформацій ґрунтової основи.

- Наявність в основі стрічкових фундаментів будівлі шару ґрунту ***ІГЕ-2*** **(*vdQ*$_{II\text{-}III}$)** супіску твердого, лесоподібного, ***просадкового***, низькопористого, пилуватого, потужністю до 1.90 м.

Просадкові супіски можуть використовуватись в основі фундаментів будівель і споруд тільки при дотриманні спеціальних вимог і тільки тоді, коли виконані заходи, що виключають можливість їх додаткового зволоження, так як вони при замочуванні та додаткових навантаженнях проявляють просадкові особливості. З огляду на це розрахунок несучої здатності основи і осідань фундаментів необхідно проводити з урахуванням прогнозу зміни показників властивостей цих ґрунтів при водонасиченні.

При навантаженнях на ґрунти **ІГЕ-2**, більших за величину початкового просадкового тиску P_{sl}, слід передбачати заходи, що відповідають першому типу ґрунтових умов по просадковості.

- Наявність шару пластичних супісків ***ІГЕ-2а*** в основі фундаментів, які виявлені в шурфосвердловині ШСВ-1 і утворились в результаті довготривалого замочування твердих лесоподібних супісків ***ІГЕ-2***.

Причиною замочування можуть бути втрати з водонесучих комунікацій, екранування території, попадання стічних поверхневих вод під відмостку і фунда-

менти досліджуваної будівлі, інші техногенні фактори.

- Об'єктивним чинником потенційних нерівномірних осідань ґрунтової основи і деформацій фундаментів може бути перехід твердого просадкового супіску ***ІГЕ-2***, в західній частині будівлі в пластичний стан і втрата, в результаті цього, структурної міцності.

- Різна глибина залягання в плані крейдяної товщі ***ІГЕ-5*** **(*ek₂t*),** що є об'єктивним чинником потенційних нерівномірних деформацій стрічкових фундаментів досліджуваної будівлі.

2.4.3.2. Загалóм ***геотехнічну надійність ґрунтової основи фундаментів досліджуваної будівлі можна класифікувати,*** як таку, при якій умови будівництва та експлуатації середні, ділянка забудови обмежено придатна для будівництва без проведення інженерних заходів. Сумісні деформації ($S_0 + S$) будівлі з основою в реальних інженерно-геологічних умовах перевищують граничні сумісні деформації (S_u) будівлі, не пристосованої до сприйняття зусиль, які виникають в складних ІГЕ, тобто $S_0 + S > S_u$, але не перевищують граничні сумісні деформації (S_u') будівлі, пристосованої до сприйняття вказаних зусиль, тобто $S_0 + S \leq S_u'$. Осідання будівлі, фундаментів і ґрунтової основи протікають нерівномірно.

2.5. ОЦІНКА ГЕОТЕХНІЧНОЇ НАДІЙНОСТІ ЗАТОРФОВАНОЇ ҐРУНТОВОЇ ОСНОВИ на прикладі будівлі ЗОШ № 4 у м. Нетішин Хмельницької області

2.5.1. Характеристика і результати обстеження конструкцій досліджуваної будівлі

Загальні положення. Досліджувана будівля знаходиться в центральній частині м. Нетішин Хмельницької області. Побудована в 1993÷95 роках як загально-освітня школа на 33 класи. З моменту здачі в експлуатацію використовувалась за призначенням, капітальні ремонти і реконструкції не проводились (див. рис. 2.22, фото 2.12, 2.13).

Об'ємно-планувальна схема. В плані будівля являє шість поєднаних між собою прямокутних блоків розмірами в осях:

- блок ***А***: «3–6» × «А–Л» = 12.88 × 39.00 м;
- блок ***Б***: «1–9» × «М–Т» = 36.88 × 12.88 м;
- блок ***В***: «3–6» × «Т–Ш» = 12.88 × 24.24 м;
- блок ***Г***: «9–21» × «Т–Ц» = 39.00 × 13.84 м;
- блок ***Д***: «7–19» × «Г–Н» = 42.00 × 24.00 м;
- блок ***Е***: «7–19» × «Б–Г» = 42.00 × 12.00 м.

Між блоками по осях «6–7» та «Л–М» влаштовані вертикальні деформаційні шви. Блоки досліджуваної будівлі триповерхові і одноповерхові з другим світлом. Під блоками «А», «Б», «Г» і частково під блоками «В» і «Д» влаштована підвальна частина (див. рис. 2.23, 2.24).

Висота підвалу 2.50÷1.50 м, наземних поверхів – 3.00 м, приміщення спортивного залу – 5.0 м.



Рис. 2.22. Викопіювання з супутникової карти м. Нетішин

Конструктивна схема будівлі стінова з внутрішніми і зовнішніми поздовжніми та поперечними несучими стінами, на які опираються залізобетонні плити перекриттів і покриття. Крок несучих стін – 3.20, 6.40, 9.00 і 12.00 м.

Функцію горизонтальних діафрагм жорсткості виконують диски перекриття і покриття, вертикальних діафрагм жорсткості – несучі поздовжні та поперечні стіни, стіни сходових кліток з першого по третій поверхи.

Виявлені пошкодження і дефекти:

- конструктивна схема будівлі обумовлює різницю навантажень:

- на стіну по осі «2» і стін по осях «А», «В», «Д», «И», «Л/М»;

- на стіну по осі «А» між осями «2–4» і «4–6»;

- на стіну по осі «11» між осями «Б–Г» і «Г–И»;

- на стіну по осі «Г» між осями «11–19» і стіну по осі «19»;

- на стіну по осі «Ц» і стін по осях «7» «8», «9», «12», «15», «18»«20», «21», що сприяє розвитку додаткових напружень у вказаних конструкціях.

- відсутність спеціальних інженерно-технічних заходів для сприйняття нерівномірних деформацій основи.

Фундаментно-підвальна частина (ФПЧ). Зовнішні і внутрішні стіни підвалу з фундаментних збірних бетонних блоків стінових, перегородки – з червоної суцільної цегли на цементно-піщаному розчині. Товщина зовнішніх стін підвалу 600 мм, внутрішніх – 400 і 600 мм. Зовнішні і внутрішні стіни підвалу обпираються на монолітні залізобетонні ростверки. Поперечне січення ростверків 600 × 500 (***h***) мм. Низ ростверків знаходиться на відмітках -3.700 і -4.300 м.

Згідно проекту [34] залізобетонні ростверки обпираються на забивні залізобетонні палі марки С7-30 по ГОСТ 19804.1-79. Голови паль заанкерені в ростверках і знаходяться на відмітках -3.650 і -4.250 м.

Підлога підвалу бетонна і ґрунтова, основа підлоги – ущільнений насипний (будівельні відходи, цементно-піщаний розчин) і намивний ґрунт (пісок).



Фото 2.12, 2.13. Загальний вигляд досліджуваної будівлі



Пошкоджень зовнішньої вертикальної і горизонтальної гідроізоляції ФПЧ не виявлено. Відмостка по периметру будівлі асфальтобетонна на піщано-щебеневій основі.

Виявлені пошкодження і дефекти:

- похили і просідання підлоги ФПЧ;
- замочування водою з внутрішніх водопровідних комунікацій стін і підлоги підвалу (див. фото 2.14, 2.15);
- тріщини в місцях примикання до стін, вибоїни, в окремих місцях, просідання і похили в сторону будівлі асфальтобетонної відмостки, просідання і тріщини в бетонних плитах перед головним входом у будівлю.

Стіни. Від рівня відмостки і вище – з білої силікатної повнотілої цегли на цеметно-піщаному розчині. Товщина зовнішніх стін 550 мм, внутрішніх стін і стін сходових кліток – 380 мм.

Поперечне січення колон першого поверху в середині приміщення 510×510, 510×1030 мм, ззовні приміщень – 640 × 640 мм. Всі колони виконані з повнотілої червоної цегли. Перегородки цегляні, товщиною 120 мм. Надпроємні перемички брускові збірні залізобетонні рядові і несучі. Кладка зовнішніх стін виконана під рошивку швів з перев'язкою через 3 ряди по висоті.

Виявлені пошкодження і дефекти:

- силові вертикальні наскрізні тріщини різної ширини розкриття і протяжності у внутрішніх і зовнішніх несучих стінах, більшість з яких – на всю висоту будівлі (див. рис. 2.25÷2.35);
- силові наскрізні тріщини в опорних зонах значної частини надвіконних перемичок і ребристих плит покриття;



Фото 2.14, 2.15. Замочування стін ФПЧ водою з водопровідних комунікацій



- вертикальні тріщини несилового характеру в місцях примикання до суміжних конструкцій в цегляних перегородках.

Згідно інформації, одержаної від експлуатаційних служб, описані пошкодження (тріщини) в стінах досліджуваної будівлі появились і почали розвиватися невдовзі після здачі школи в експлуатацію.

Перекриття. Над ФПЧ, міжповерхові і покриття – збірні залізобетонні круглопустотні плити довжиною l = =6000 і 9000 мм. Над актовим і спортивним залами – збірні залізобетонні ребристі плити довжиною l = 12000 мм.

Виявлені пошкодження і дефекти:

- прямолінійні тріщини у швах між плитами шириною розкриття до 0.50 мм на стелях міжповерхових перекриттів;

- прямолінійні тріщини шириною розкриття до 4.00 мм у швах між ребристими плитами на стелі спортивного залу в осях «11–19», «Б–Г».

Сходи. Сходові марші і площадки збірні залізобетонні.

Виявлені пошкодження і дефекти:

- хаотичні і прямолінійні тріщини несилового характеру на нижніх поверхнях сходових маршів в місцях обпирання їх на сходові площадки і стіни.

Покрівля. Чотиришаровий руберойдовий килим з організованим внутрішнім водостоком у водоприймальні лійки, а також зовнішнім - по бляшаних ринвах у водостічні труби.

Виявлені пошкодження і дефекти:

- незначні пошкодження (відшарування від основи, набухання, механічні пошкодження) руберойдового килиму окремими місцями.

Інженерне обладнання

Система обігрівання: джерело теплопостачання – центральне, схема обігрівання – однотрубна з верхнім розведенням, обігрівальні прилади – чавунні радіатори.

Система вентиляції: приточно-витяжна з природнім і штучним збудженням.

Водопровід і каналізація: вводи водопроводу від існуючого кільцевого водопроводу, каналізаційні стоки відводяться в дворову мережу, зовнішня мережа каналізації не підтоплена.

Електропостачання: по двох взаєморезервуючих лініях від різних секцій шин щита 0.4 кВ, силові розподільчі мережі виконані проводами АППВ в металевих тонкостінних трубах по стінах і стелі підвалу, мережі освітлення виконані двохпровідними лініями проводами АППВ, прихованими в шарі штукатурки стін і в пустотах панелів перекриттів).

Зв'язок і сигналізація представлені пожежною сигналізацією, телефонізацією, радіофікацією.

В рамках вимог критеріїв І-ї (несуча здатність, міцність, геостійкість) і ІІ-ї (придатність до нормальної експлуатації) груп граничних станів безкаркасних будівель і споруд, загальний технічний стан досліджуваної будівлі загальноосвітньої школи № 4 у м. Нетішин Хмельницької області класифікується за третім і четвертим ступенях як передаварійний з тенденцією переходу в аварійний, при якому деформації основи разом з постійними і тимчасовими навантаженнями обумовили пошкодження окремих конструкцій, однак взаємопов'язані суміжні конструкції або конструктивні елементи поки що знаходяться в дограничному стані, тим не менше, деформації і пошкодження поступово накопичуються і повільно розвиваються [15; 19; 20; 22].

2.5.2. Спостереження за тріщинами в несучих стінах досліджуваної будівлі

Інструментальне спостереження за шириною розкриття і протяжністю тріщин в несучих стінах досліджуваної будівлі проводилося з метою визначення динаміки та інтенсивності розвитку процесу тріщиноутворення в даних конструкціях.

Для спостереження за тріщинами були установлені гіпсові «маяки» поперек тріщин у вигляді прямокутників шириною близько 60 мм, довжиною 80÷120 мм і товщиною 8÷10 мм. Розміри «маяків» уточнювались залежно від положення тріщини та її величини. Гіпсове тісто і розчин готовилися на місці вимірювань.

Тріщини шириною розкриття більше 3.0 мм вимірювалися штангенциркулем з межею відліку ± 0.1 мм.

Величини розкриття тріщин на маяках шириною розкриття до 3.0 мм вимірювалися мікроскопом МПБ-3 АФ3.852.046 ПС з наступними технічними характеристиками: максимальний діаметр поля зору – 7.0 мм; ціна ділення шкали мікроскопа – 0.02 ± 0.0025 мм; збільшення – 50 ± 2.5 крат; межа допустимої абсолютної похибки – ± 0.012 мм.

Результати проведених спостережень наведені в табл. 2.10, місця розміщення «маяків» – на рис. 2.23÷2.35.

Аналіз результатів інструментальних спостережень за тріщинами в несучих стінах досліджуваної будівлі:

- згідно інформації, одержаної від експлуатаційних служб, описані пошкодження (тріщини) в стінах досліджуваної будівлі появились і почали розвиватися невдовзі після здачі школи в експлуатацію;

- наявність тріщин в несучих стінах будівлі свідчать про те, що напруження в них перевищують міцність даних конструкцій на зрізання або розтягування;

- наявність домінуючої більшості вертикальних тріщин свідчить про те, що в досліджуваних конструкціях переважають зсувні зусилля по вертикальних площинах;

- наявність вертикальних тріщин протяжністю на всю висоту будівлі в місцях пересікання поздовжніх і поперечних стін свідчить про суттєву різницю навантажень на суміжних ділянках несучих стін;

- картина тріщиноутворення і концентрація тріщин вказує на наявність нерівномірних деформацій основи, які не повністю сприймаються існуючими фундаментами, а передаються на стіни;

- приріст ширини розкриття тріщин в несучих стінах за період спостережень (80 днів) становив 0.66 мм, деформації і процес тріщиноутворення носять незатухаючий прогресивний характер;

- є потенційна загроза виходу з площадок обпирання елементів перекриттів і покриття.

Для подальшої безпечної експлуатації будівлі необхідні розробка і впровадження копмплексу спеціальних інженерно-технічних заходів для сприйняття нерівномірних деформацій ґрунтової основи, стабілізація та ліквідація тріщин в несучих стінах.

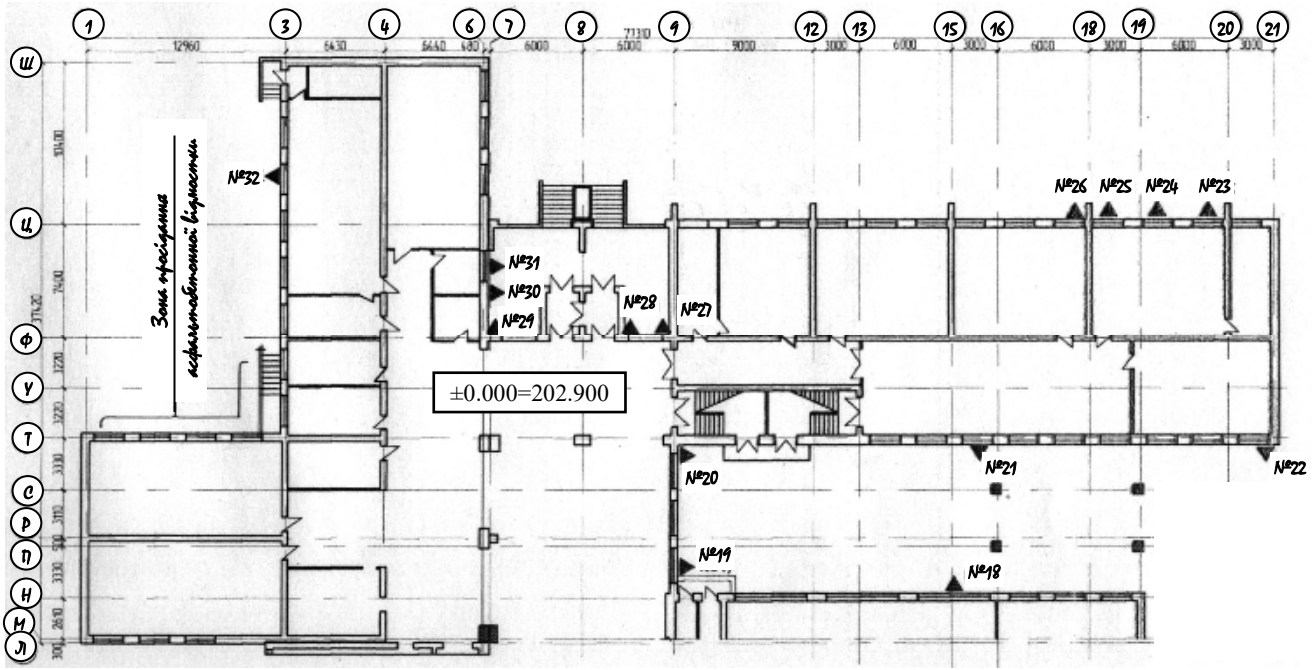
Таблиця 2.10

Результати інструментальних спостережень
за шириною розкриття тріщин в несучих стінах
досліджуваної будівлі

№ маяка	Місце установки маяка	Ширина розкриття тріщин 30.06.05 р, мм (І-й замір)	Ширина розкриття тріщин 10.08.05 р., мм (ІІ-й замір)	Ширина розкриття тріщин 30.08.05 р., мм (ІІІ-й замір)	Ширина розкриття тріщин 20.09.05 р, мм (IV-й замір)	Приріст ширини розкриття тріщин
1	2	3	4	5	6	9
4	Стіна по осі «11»	3.50	3.75	3.70	4.00	+0.50
5	Стіна по осі «Б»	1.00	1.10	1.10	1.04	+0.10
6	Те саме	1.74	1.89 ↓	1.90	1.98	+0.24
7	Те саме	1.90	2.04	2.00	2.12	+0.22
8	Те саме	1.00	1.00	1.20	1.40	+0.40
9	Те саме	2.70	2.92	2.92	2.96	+0.26
10	Те саме	2.30	2.44	2.44	2.46	+0.16
11	Стіна по осі «19»	0.70	0.74	0.77	0.84	+0.14
12	Те саме	1.68	1.69	1.70	1.72	+0.04
13	Те саме	0.82	0.85	1.05	1.06	+0.24
14	Те саме	1.20	1.20	1.21	1.28	+0.08
15	Те саме	1.40	1.45 ↓	1.45	1.52	+0.12
16	Те саме	1.00	1.00	-	1.02	+0.02
17	Те саме	1.20	1.20	1.22	1.32	+0.12
18	Стіна по осі «Н»	4.00	4.06 ↓	4.16	4.66	+0.66 !
19	Стіна по осі «9»	0.80	0.85 ↓	0.86	0.88	+0.08
20	Те саме	4.20	4.21	4.20	4.22	+0.02
21	Стіна по осі «Т»	0.70	0.71 ↓	0.72	0.86	+0.16
22	Те саме	1.40	1.40	1.44	1.44	+0.04
23	Стіна по осі «Ц»	0.70	0.74 ↓	0.76	0.76	+0.06
24	Те саме	1.00	1.40 ↓	1.44	1.46	+0.46

продовження табл. 2.10

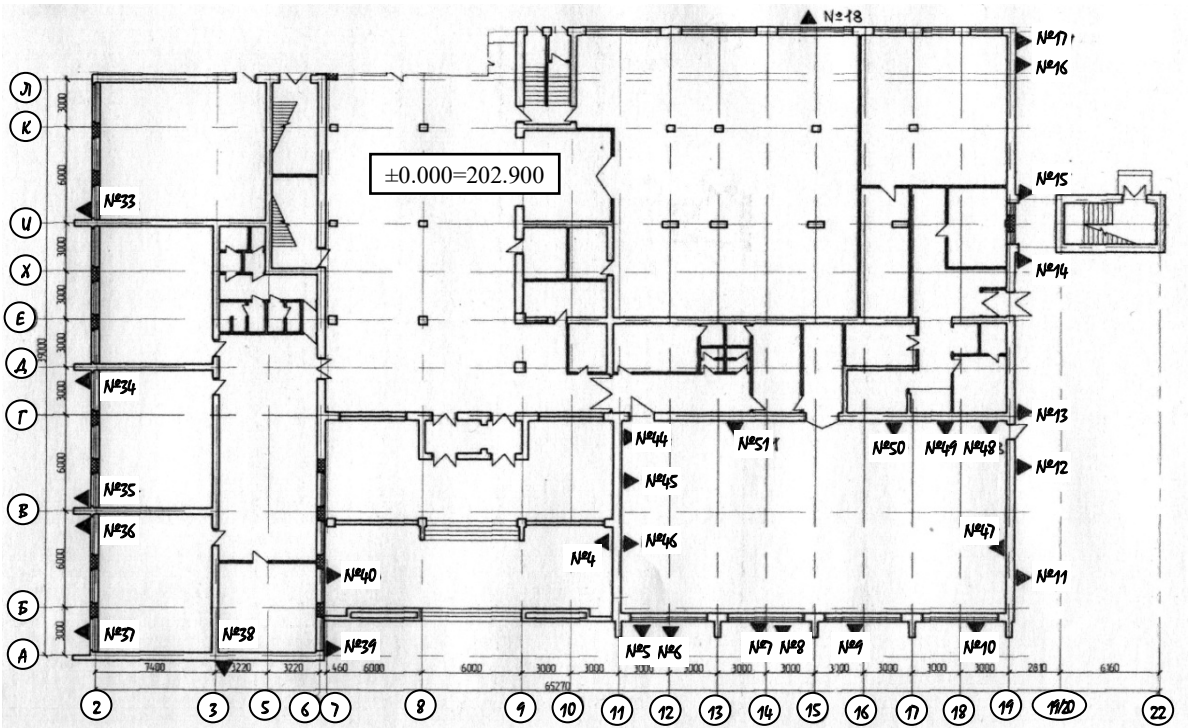
1	2	3	4	5	6	9
25	Те саме	0.80	0.81	0.84	0.88	+0.08
26	Те саме	0.90	0.94	0.94	0.98	+0.08
27	Стіна по осі «Ф»	5.00	5.00	5.04	5.10	+0.10
29	Те саме	4.00	4.00	4.00	4.02	+0.02
30	Стіна по осі «7»	2.00	2.40	2.40	2.50	+0.50
31	Те саме	0.50	0.50	0.52	0.56	+0.06
32	Стіна по осі «3»	1.50	1.60 ↓	1.60	1.61	+0.11
33	Стіна по осі «2»	2.00	2.00	2.00	2.04	+0.04
34	Те саме	1.90	1.94 ↑	1.96	2.04	+0.14
35	Те саме	1.00	1.02 ↓	1.05	1.14	+0.14
36	Те саме	0.70	0.76 ↓	0.80	0.86	+0.16
37	Те саме	2.00	2.00	2.02	2.08	+0.08
38	Стіна по осі «А»	0.75	0.89↓	0.90	0.93	+0.18
40	Стіна по осі «7»	1.80	1.90	1.90	1.90	+0.10
44	Стіна по осі «11»	1.14	-	-	1.56	+0.42
45	Те саме	0.68	0.68	0.68	0.80	+0.12
46	Те саме	-	0.08	0.08	0.32	+0.24
47	Стіна по осі «19»	0.34	0.64	0.64	0.74	+0.40
48	Стіна по осі «Г»	0.40	0.50	0.52	0.54	+0.14
49	Те саме	0.60	-	0.60	1.00	+0.40
50	Те саме	0.40	0.45	0.048	0.56	+0.16
51	Те саме	0.04	0.05	-	0.06	+0.02



№ 18 – порядковий номер гіпсового «маяка»,

▶ – місце установки гіпсового «маяка»

Рис. 2.23. План-схема першого поверху в осях «1–21», «Л–Ш»



№ 13 – порядковий номер гіпсового «маяка»,

▶ – місце установки гіпсового «маяка»

Рис. 2.24. План-схема першого поверху в осях «2–22», «А–Л»

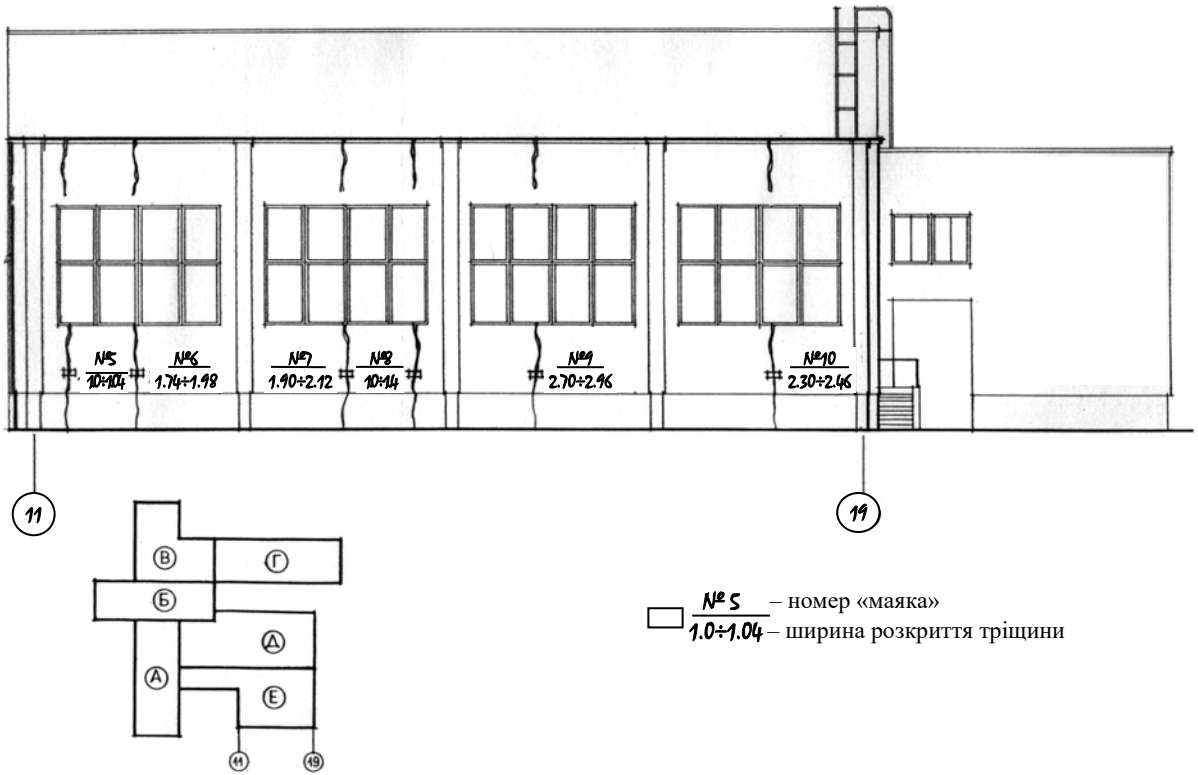


Рис. 2.25. Обмірний фасад «11–19»

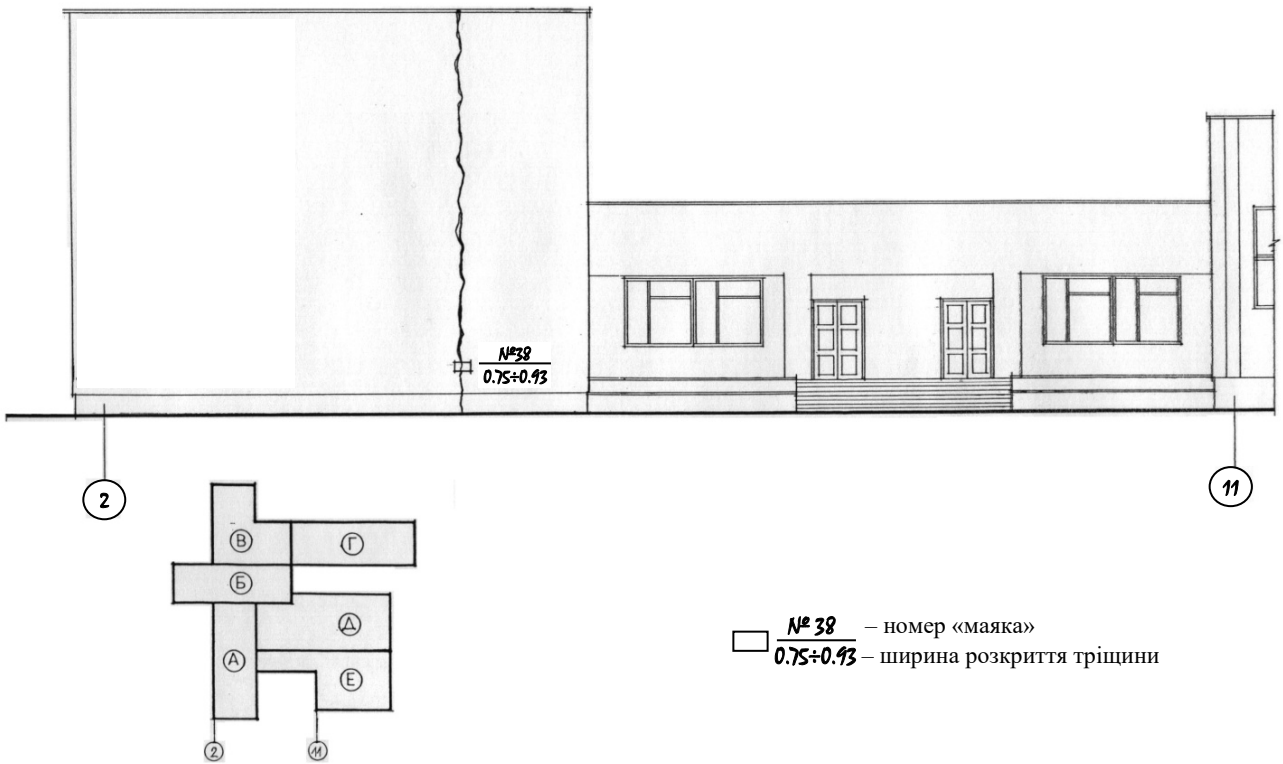


Рис. 2.26. Обмірний фасад «2–11»

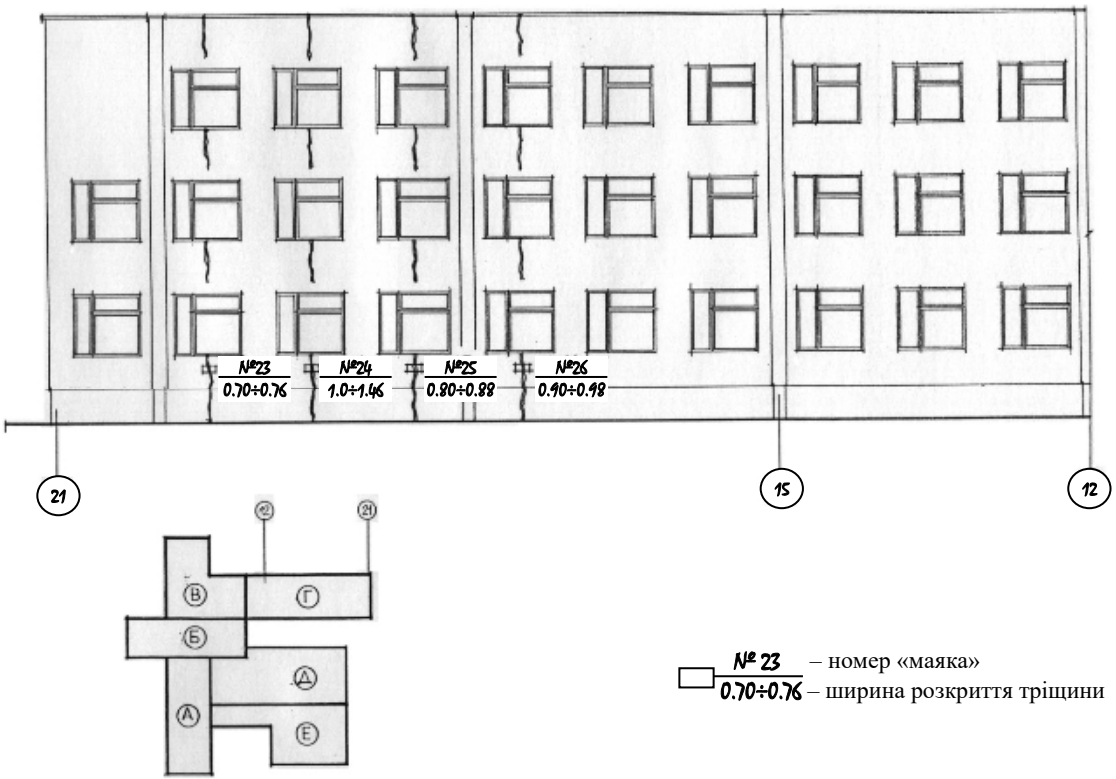


Рис. 2.27. Обмірний фасад «21–12»

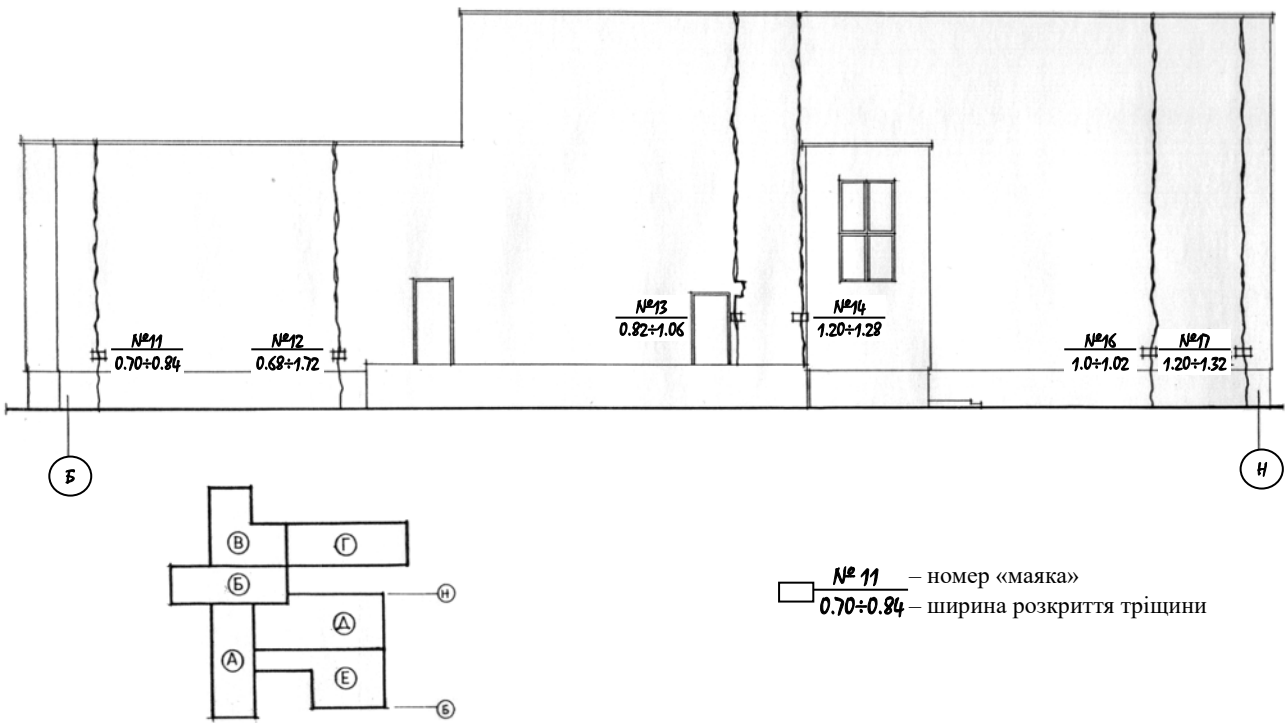


Рис. 2.28. Обмірний фасад «Б–Н»



Рис. 2.29. Обмірний фасад «Л–А»

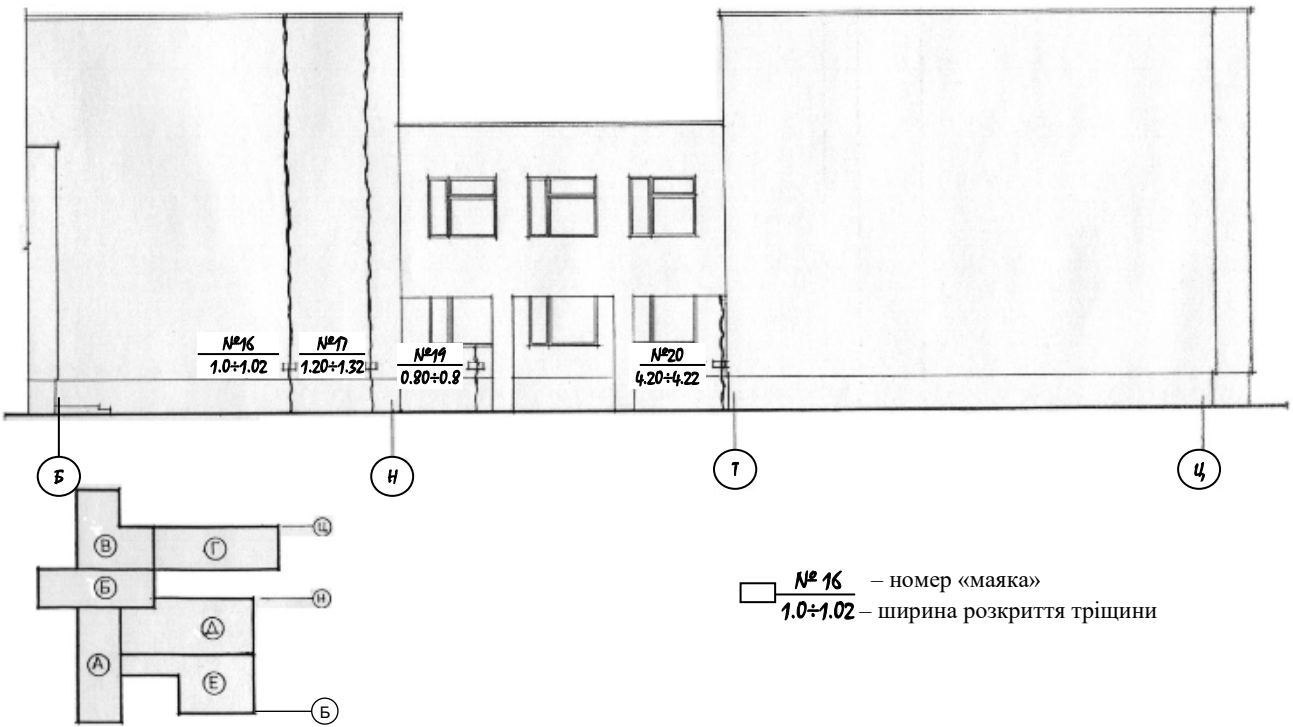


Рис. 2.30. Обмірний фасад «Б–Ц»

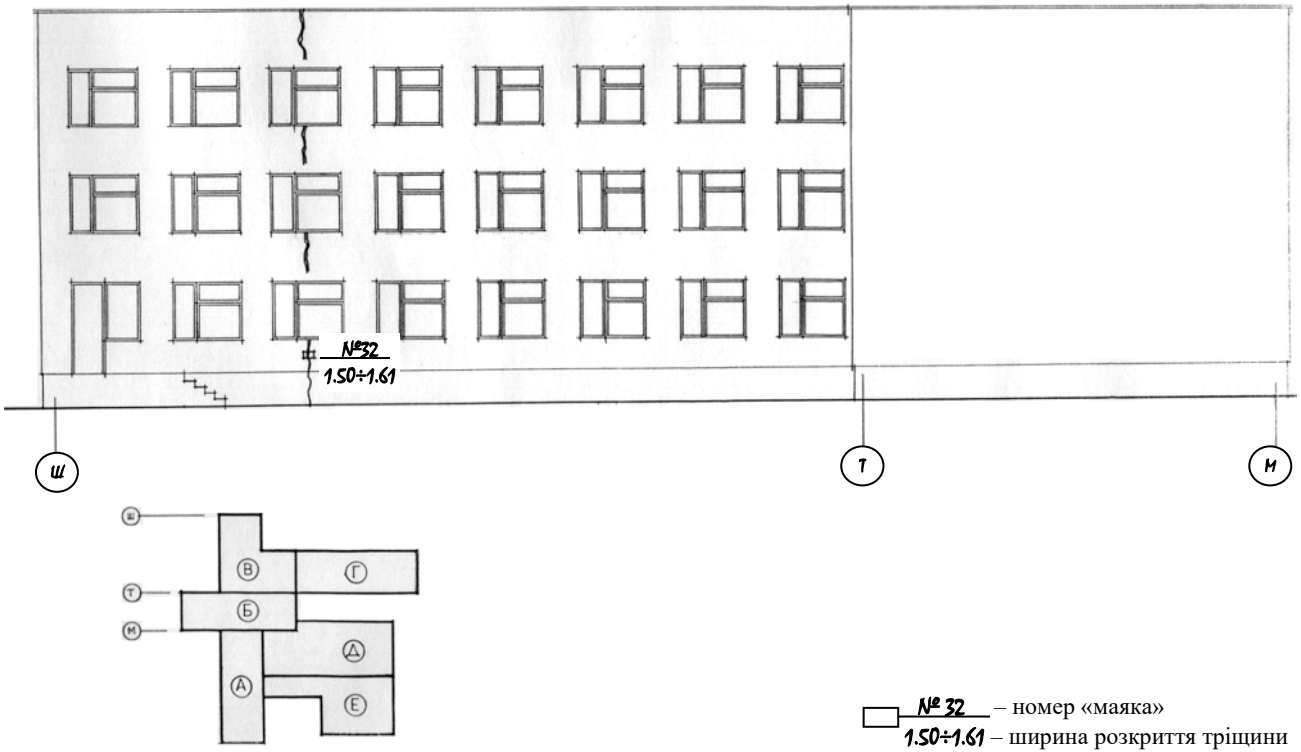


Рис. 2.31. Обмірний фасад «Ш–М»

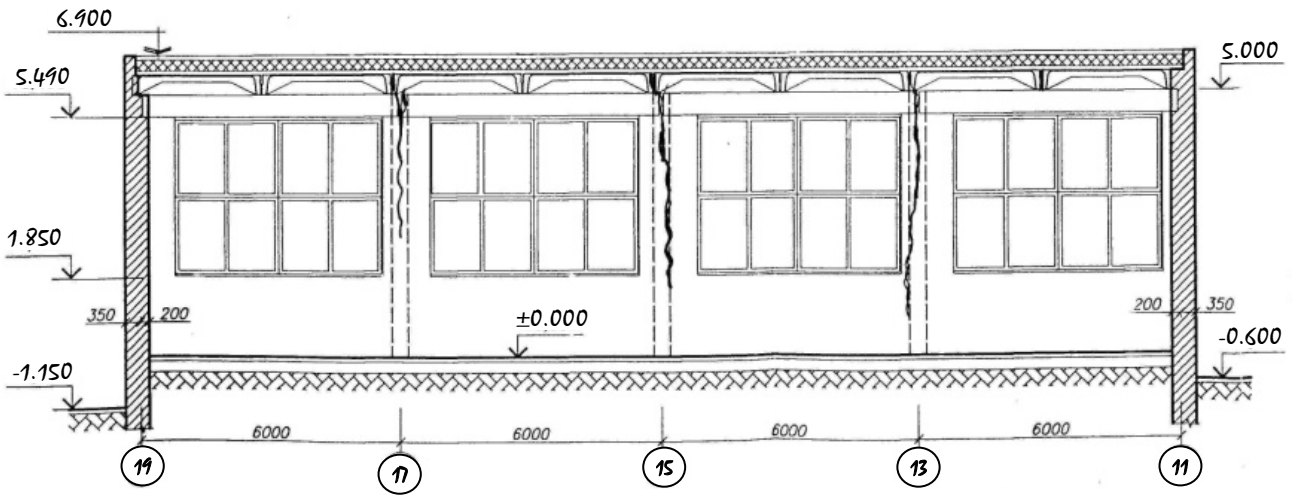


Рис. 2.32. Розгортка стіни по осі «Б»

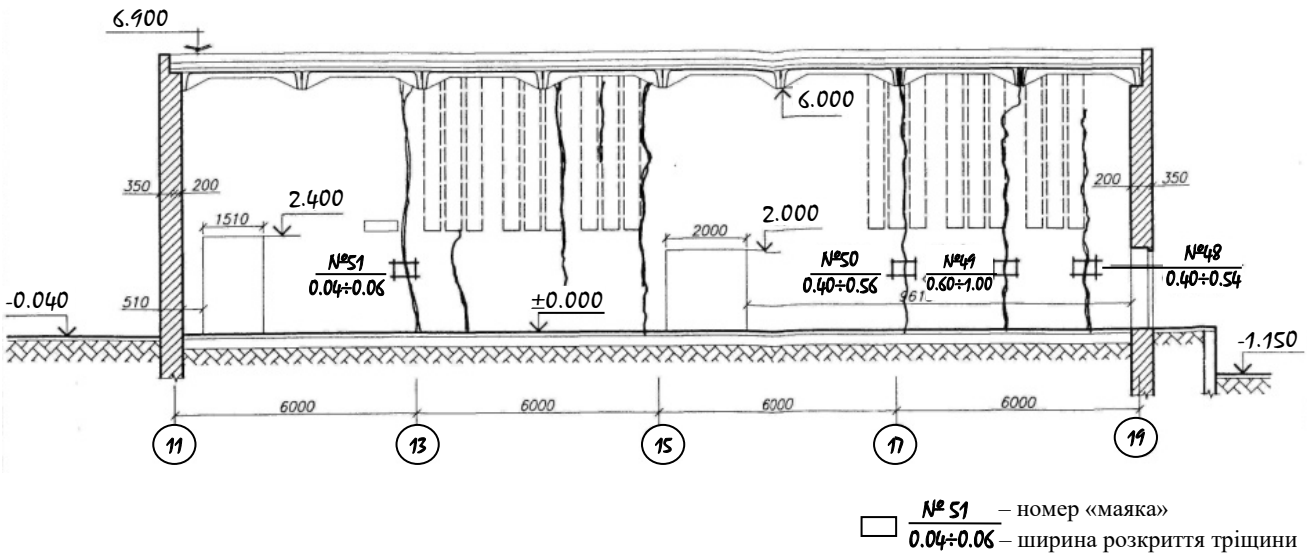


Рис. 2.33. Розгортка стіни по осі «Г»

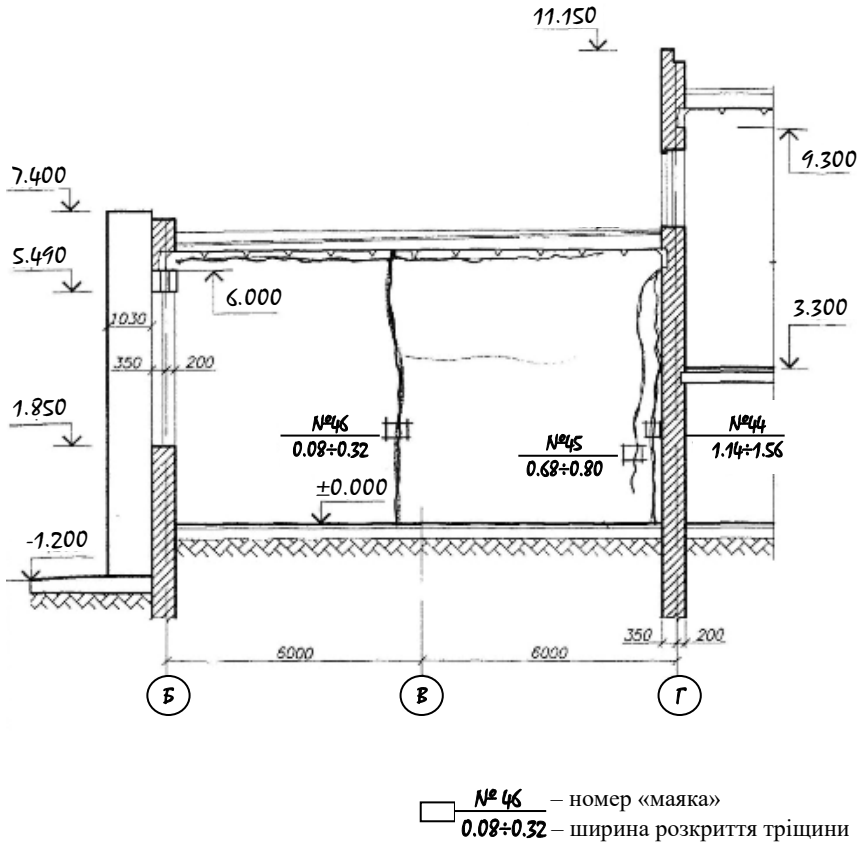


Рис. 2.34. Розгортка стіни по осі «11»

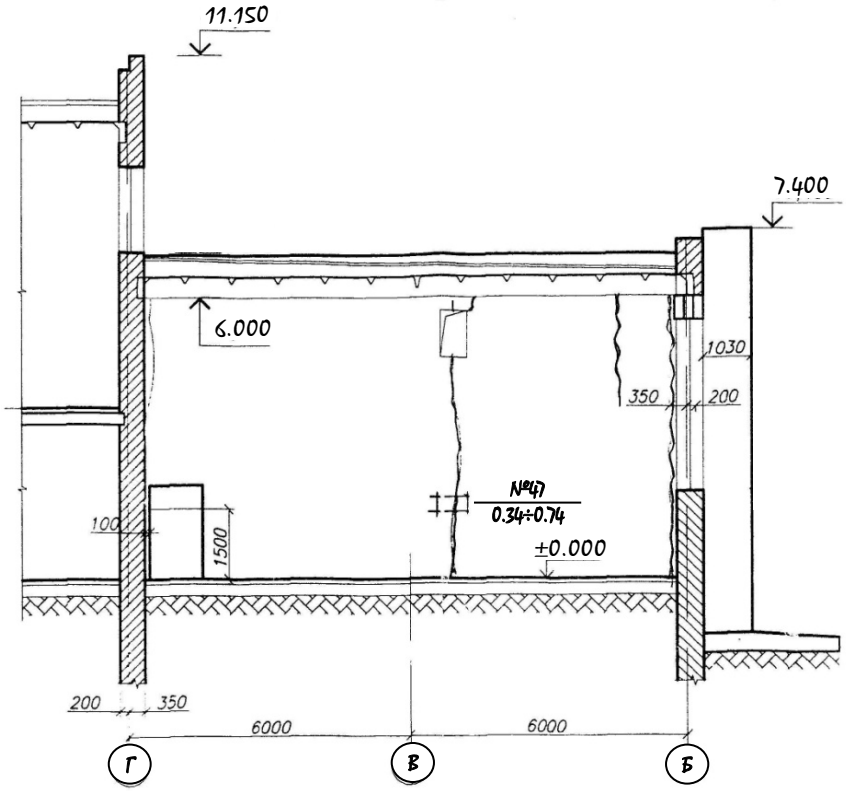


Рис. 2.35. Розгортка стіни по осі «19»

2.5.3. Аналіз інженерно-геологічної і гідрологічної ситуацій ділянки забудови

Ділянка забудови досліджуваної будівлі в геоморфологічному відношенні знаходиться на межі Рівненського і Хмельницького лесових плато, поверхня яких в процесі містобудівних і планувальних робіт докорінно змінила свій вигляд.

Рельєф ділянки забудови спокійний. Абсолютні відмітки поверхні землі змінюються від 202.20 до 201.80 м. Відносна відмітка ±0.000 м будівлі відповідає абсо-лютній відмітці 202.90 м (див. рис. 2.23, 2.24).

Згідно з дослідженнями інституту «Атоменергопроект» [34], інженерно-геологічна будова ділянки має складну і неоднорідну по глибині структуру.

Для уточнення та аналізу інженерно-геологічної ситуації ділянки забудови були виконані додаткові інженерно-геологічні дослідження методом статичного зондування ґрунтів [35].

По зовнішньому контуру досліджуваної будівлі в шести точках виконане статичне зондування установкою С-979. Тип зонду – 1. Глибини зондування регламентувались граничними величинами реактивних зусиль і склали по окремих точках від 11.20 до 12.80 м. Роботи виконувались згідно методики ДСТУ Б.В.2.1-9-2002 (ГОСТ 199912-2001).

Результати статичного зондування представлені у вигляді поєднаних графіків питомого опору ґрунту під конусом зонду $q_з$ (МПа), та опору ґрунту по боковій поверхні зонду $Q_з$ (кН) (див. рис. 2.37÷2.42).

По одержаних показниках $q_з$ та $Q_з$ у відповідності з п. 5.11 СНиП 2.02.03-85 виконані розрахунки окремих

значень (через 0.20 м по глибині) граничного опору F_u (кН) забивної палі в кожній окремій точці зондування. Початкова робоча глибина для розрахунків F_u прийнята рівною – 2.60 м від поверхні землі.

По індикаційних кривих $q_з$ і $Q_з$ в комплексі з матеріалами вишукувань «Атоменергопроект» [34], проведене розчленування ґрунтового масиву на інженерно-геологічні елементи (ІГЕ). При цьому, піщані ґрунти ІГЕ-4 за результатами статичного зондування розділені за щільністю на піски середньої щільності – (ІГЕ-4) і піски щільні – (ІГЕ-4а) відповідно до опору проникнення конуса зонду $q_з$. В межах виділених ІГЕ-4 та ІГЕ-4а, проведена статистична обробка показників питомого опору $q_з$ і нормативних значень модулів деформації E (МПа). Планове положення точок статичного зондування наведене на схемі (див. рис. 2.36).

В геологічній будові ділянки на розвідану глибину беруть участь:

ІГЕ-1 (e_{IV}). Чорнозем, лесовий ґрунт, супісок гумусований, неконсолідований, сформований при вертикальному плануванні території. Потужність 0.1÷ 0.2 м.

ІГЕ-1а (t_{IV}). Намивний ґрунт – пісок, в основному, середньої крупності з включенням щебеню кремнієвих порід, консолідований. Потужність 3.4÷5.1 м.

ІГЕ-1б (lb_{IV}). Торф, слабо- і середньозаторфовані суглинки і глини. Потужність 1.0÷4.4 м.

ІГЕ-4 (a_{IV}). Пісок кварцовий середньої крупності, середньої щільності, насичений водою. Потужність 0.8÷2.20 м.

ІГЕ-5 (a_{IV}). Супісок, суглинок пластичної та текучої консистенції з домішками органічних речовин. Потужність 0.7÷1.80 м.

ІГЕ-4а (a_{IV}). Пісок кварцовий середньої крупності, щільний, насичений водою. Потужність на розвідану глибину 0.8÷2.40 м (див. рис. 2.43).

Фізико-механічні характеристики інженерно-геологічних елементів (ІГЕ) наведені в таблиці 2.11.

Гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю одного горизонту підземних вод. Водовміщуючими породами є ґрунти ІГЕ-1б÷ІГЕ-4. Живлення горизонту відбувається за рахунок інфільтрації атмосферних опадів і в деякій мірі – за рахунок сезонних повеней. Глибина залягання РГВ, зустрінутих в період інженерно-геологічних вишукувань [35], складала 4.00÷5.55 м (абсолютні відмітки 196.31÷195.37 м).

Результати проведених досліджень та аналіз інженерно-геологічної ситуації ділянки забудови дають можливість зробити наступні висновки

А. Фундаменти будівлі представляють залізобетонні палі довжиною 7.0 м, які прорізають два основні інженерно-геологічні елементи (ІГЕ):

- насипний і (або) намитий шар піску різної крупності потужністю 4.50÷5.00 м;
- похований заторфований ґрунт надзаплавних терас річок.

Б. Основною особливістю водонасичених ґрунтів **ІГЕ-1б (lb_{IV})** – торфу, заторфованих суглинків і глин є їх дуже значна стисливість і мала несуча здатність.

Зважаючи на значну неоднорідність у вертикальному і горизонтальному напрямках ґрунтової основи досліджуваної будівлі, з точки зору реологічних процесів, які відбуваються в товщі водонасичених слабких флювіогляційних ґрунтів, можна стверджувати, що ***причиною нерівномірних понаднормативних осідань ґрун-***

тової основи досліджуваної будівлі є консолідація шару водонасиченого ґрунту ІГЕ-1б (lb_{IV}) – торфу, заторфованих суглинків потужністю від 1.0 до 4.4 м.

В. Значний вплив на осідання ґрунтової товщі, складеної заторфованими ґрунтами, має її додаткове навантаження (додаткова вага ґрунту при плануванні території підсипкою (намивом), збільшення власної ваги ґрунту при пониженні РГВ, зведення по сусідству інших будівель, подальше ущільнення під власною вагою неущільненої товщі) [36].

Причиною консолідації шару ґрунту **ІГЕ-1б (*lb_{IV}*)** є навантаження його ґрунтом **ІГЕ-1а** (*t_{IV}*) – намивним піском середньої крупності з включенням щебеню кремнієвих порід потужністю 3.4÷5.1 м, який створив навантаження на поверхні шару **ІГЕ-1б (*lb_{IV}*)** 0.06÷0.09 МПа.

Г. Необхідно відмітити особливості ґрунтів **ІГЕ-5 (*a_{IV}*)** – супіску і суглинку пластичної та текучої консистенції з домішками органічних речовин потужністю до 1.80 м, а саме: зменшення міцності в міру заповнення пор водою, особливо при вмісті в них деякої кількості органічних колоїдних частин, рівномірно розподілених в їх товщі, можливість розтікатися під невеликим тиском, навіть при неповному водонасиченні. Такі псевдопливуни можуть використовуватись в основі фундаментів будівель і споруд ***тільки при дотриманні спеціальних вимог*** і тільки тоді, коли виконані заходи, що виключають можливість їх горизонтального трансферу.

Д. Повільний довготривалий горизонтальний трансфер із зони тиску а також суфозія ґрунтів* ІГЕ-5 (*a_{IV}*) *є додатковим фактором, що сприяє нерівномірним деформаціям основи досліджуваної будівлі.

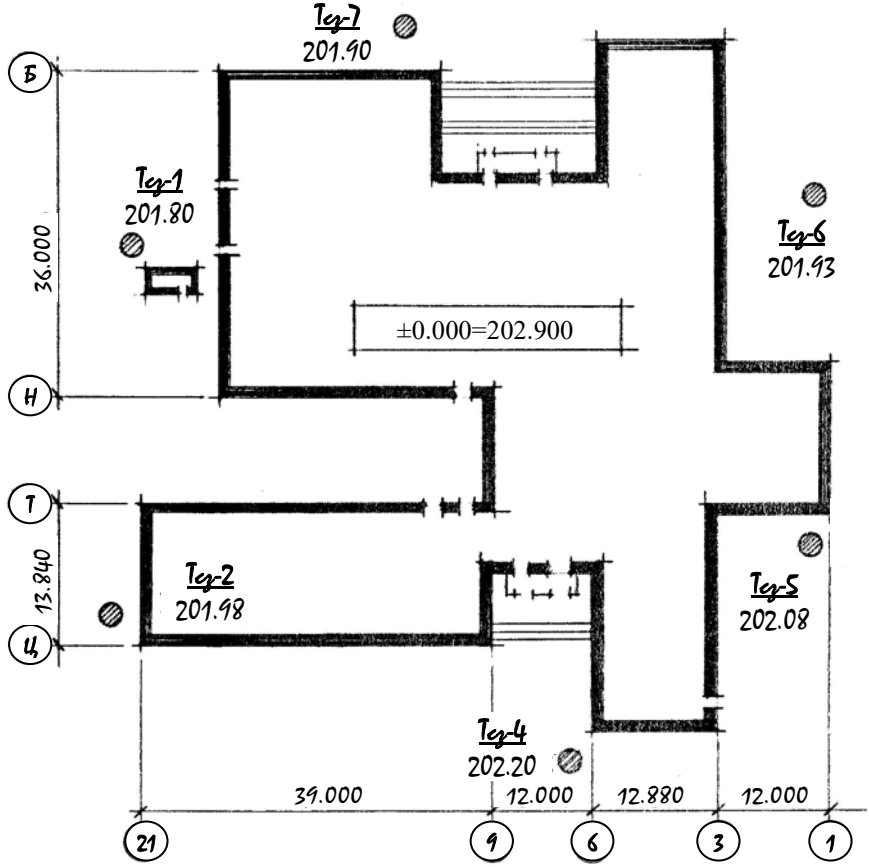


Рис. 2.36. Схема розміщення точок статичного зондування

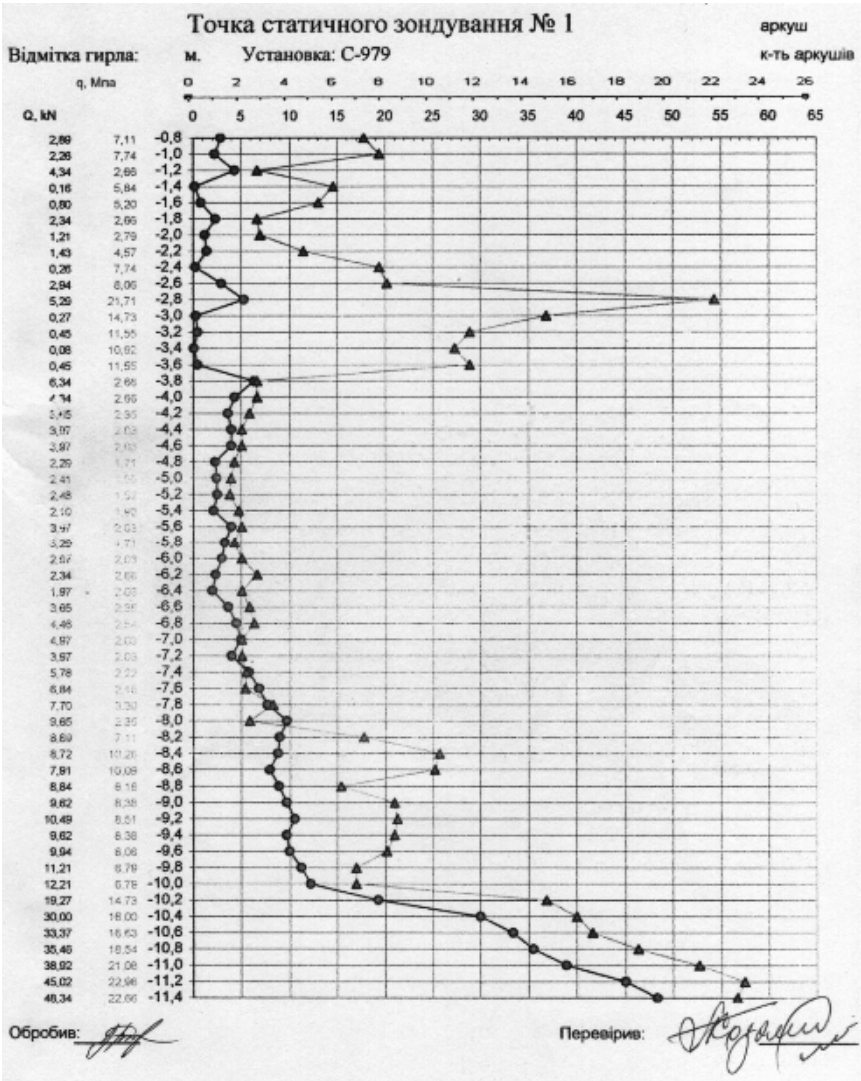


Рис. 2.37. Графік точки статичного зондування № 1

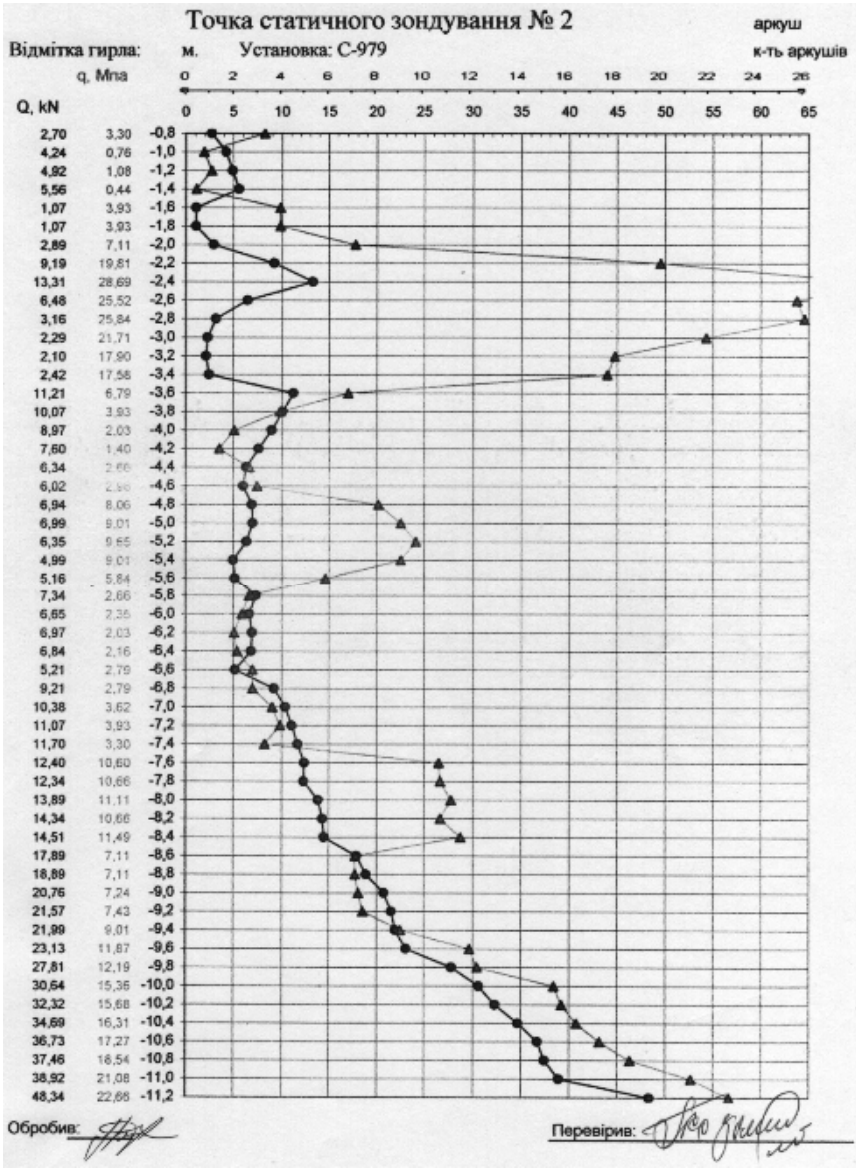


Рис. 2.38. Графік точки статичного зондування № 2

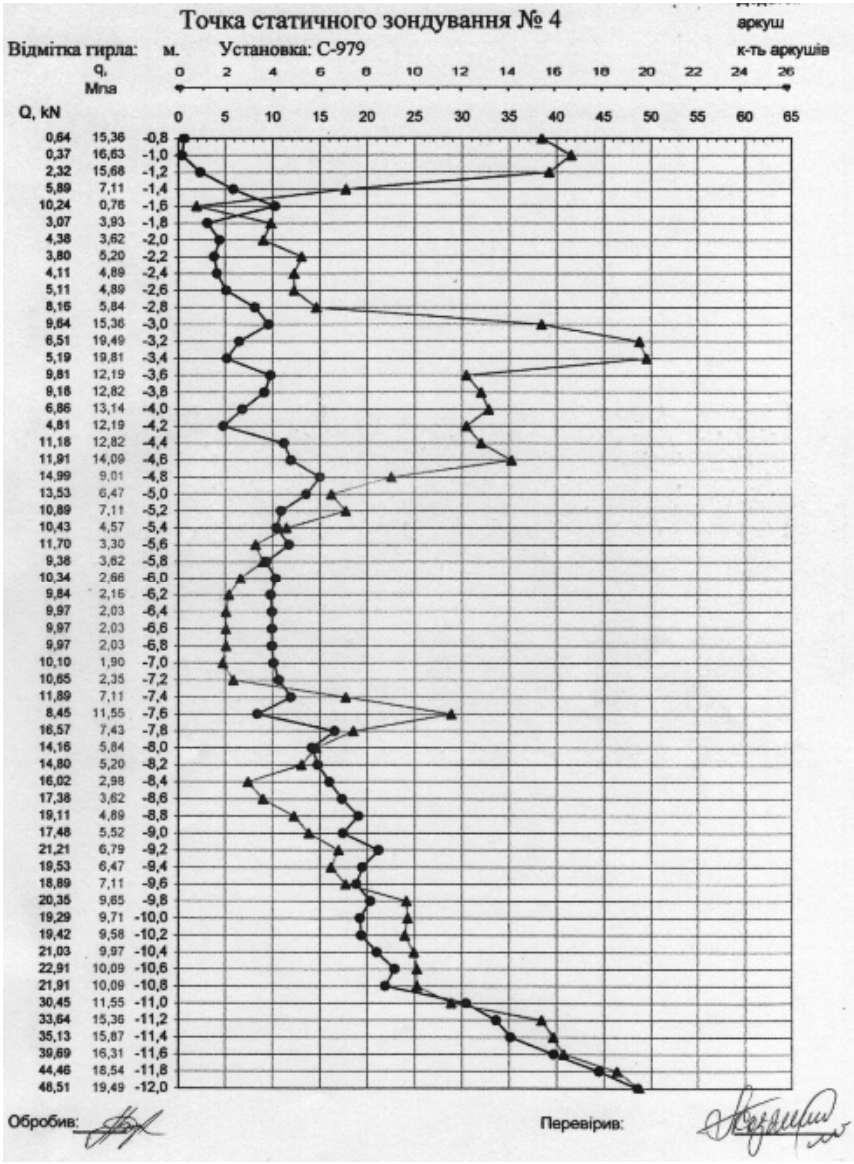


Рис. 2.39. Графік точки статичного зондування № 4

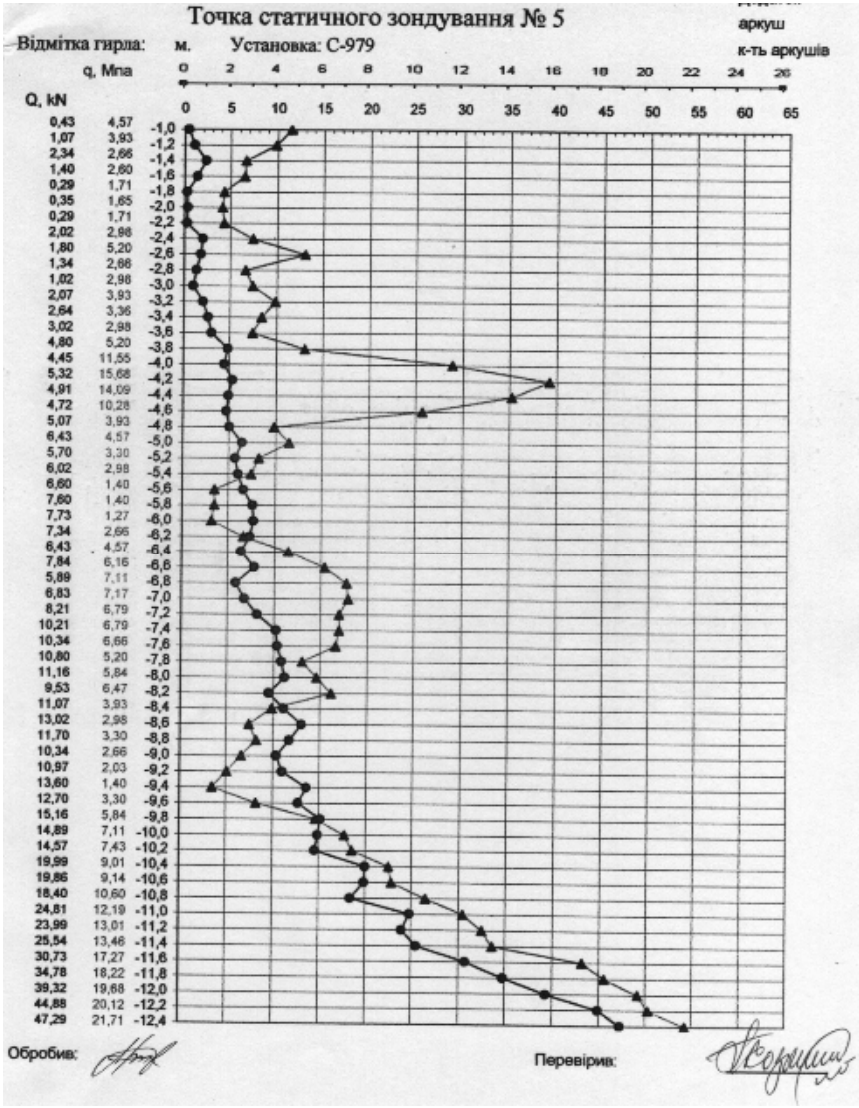


Рис. 2.40. Графік точки статичного зондування № 5

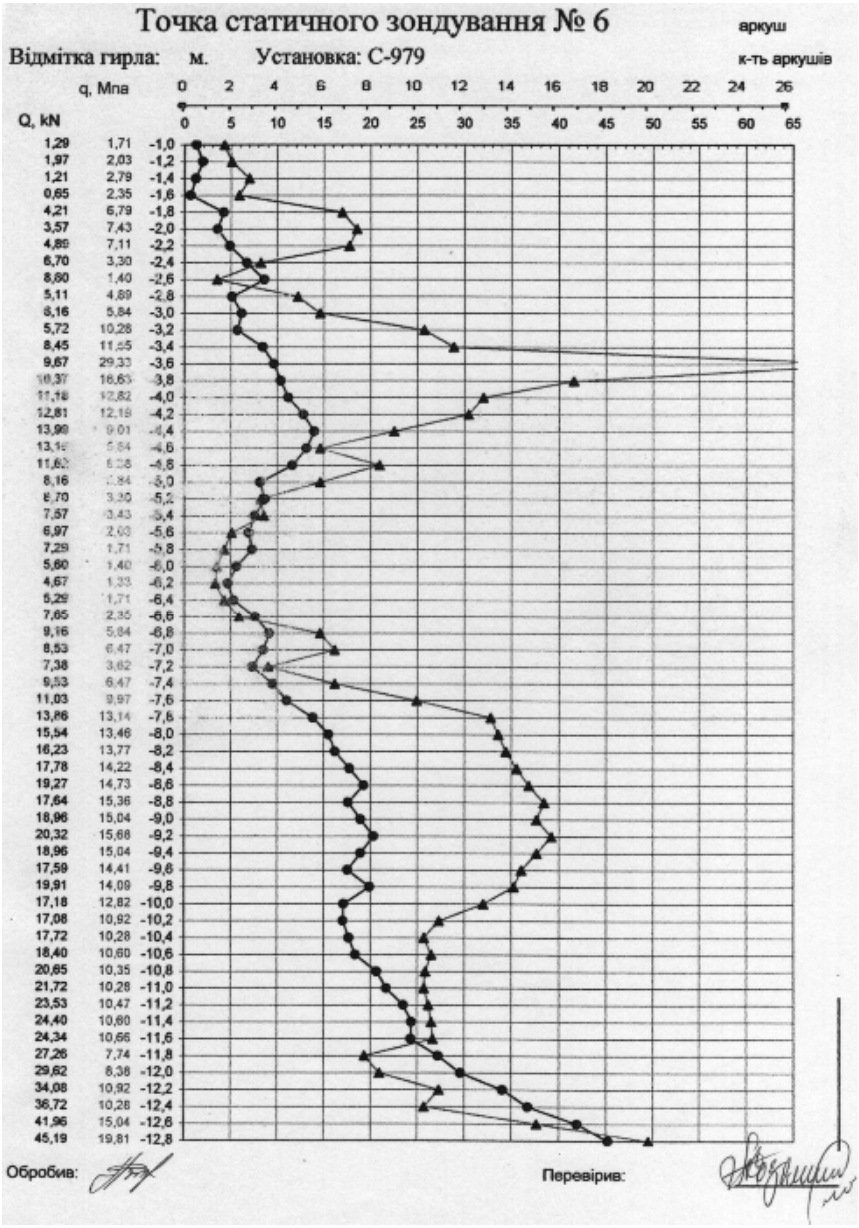


Рис. 2.41. Графік точки статичного зондування № 6

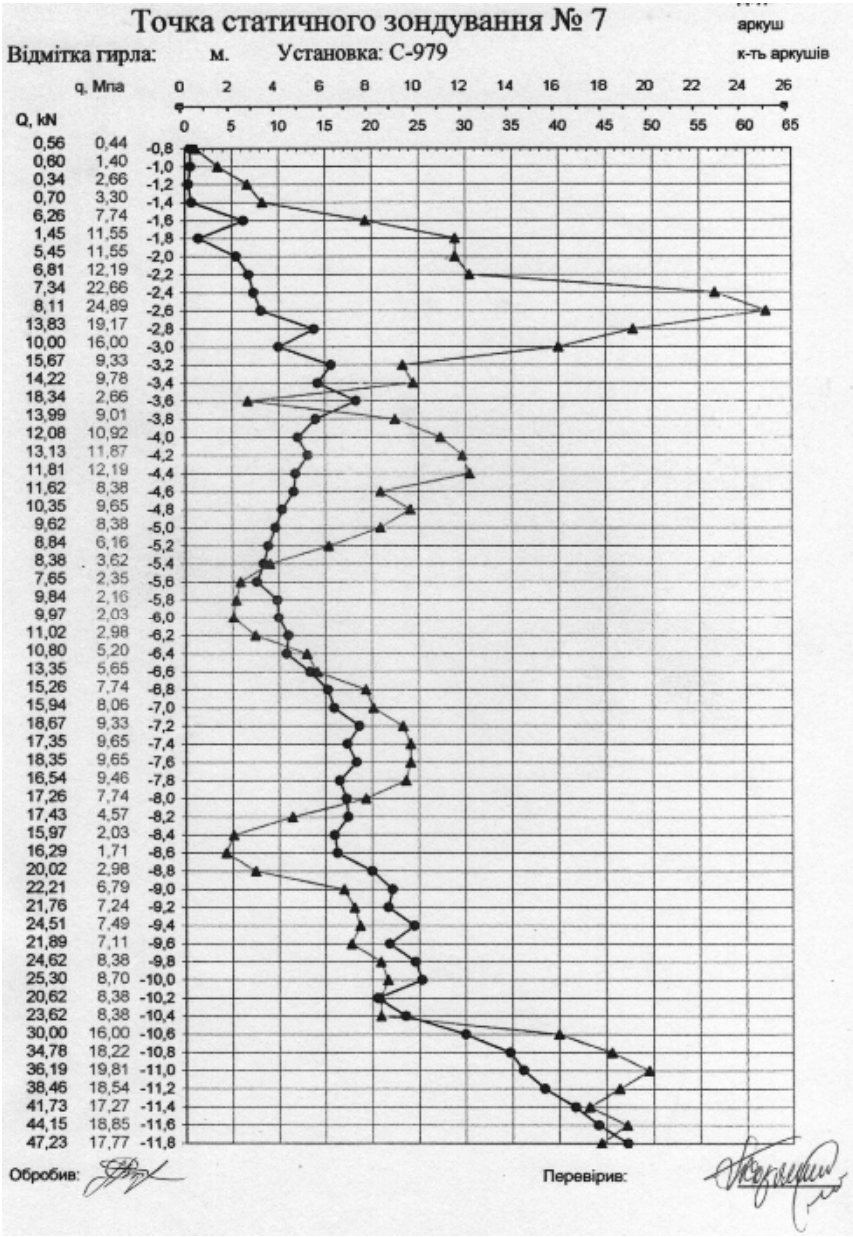


Рис. 2.42. Графік точки статичного зондування № 7

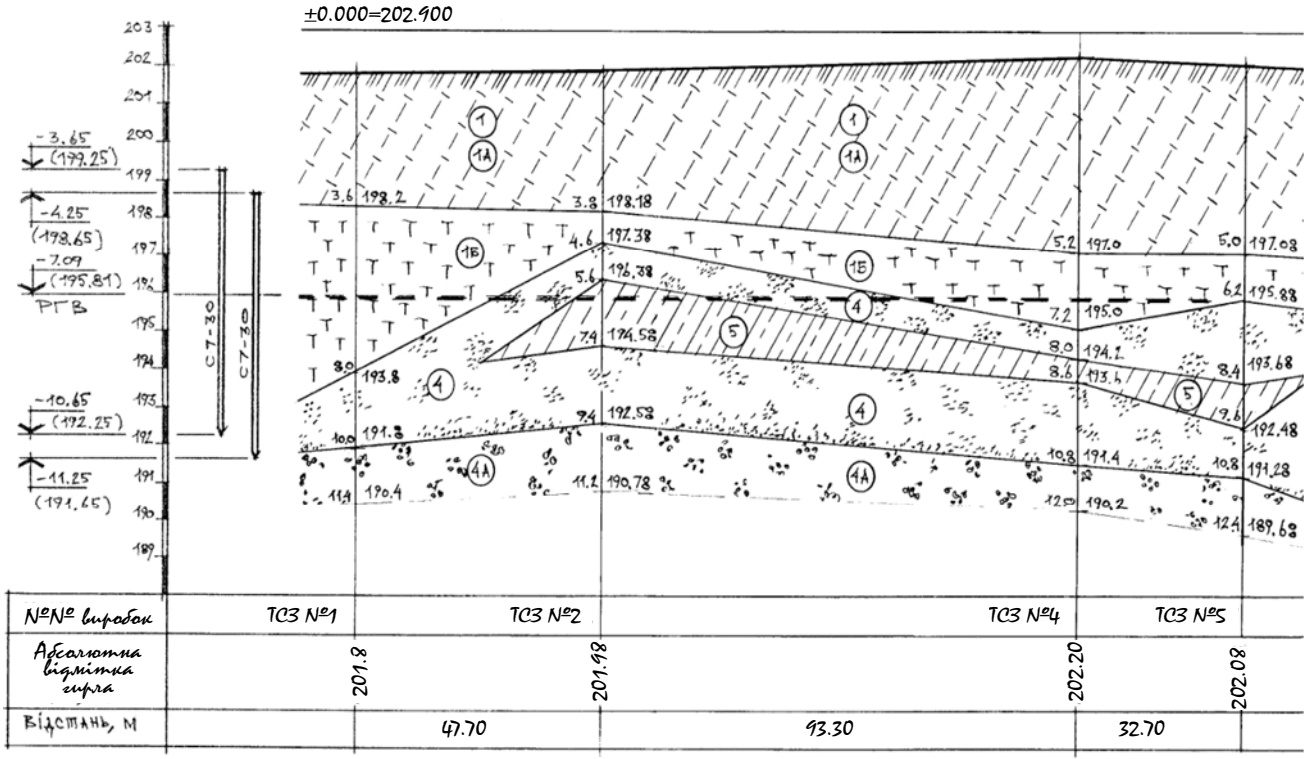


Рис. 2.43. Інженерно-геологічний розріз по точках статичного зондування ТСЗ-1÷ТСЗ-5

Таблиця 2.11

Зведена інженерно-геологічна колонка з таблицею основних фізико-механічних властивостей ґрунтів

Індекс генезису та вік ґрунтів	Літологічний розріз та № ІГЕ	Номенклатурна назва ґрунтів	Нормативні								Розрахункові					
			W	**I_r**	**I_l**	**e**	**S_r**	**ρ**	**E**	**ω**	**γ_{II}**	**c_{II}**	**φ_{II}**	**E**	**e**	**R_0**
			Долі одиниці					$\frac{г}{см^3}$	мПа		$\frac{кН}{м^3}$	кПа	град.	мПа	$\frac{кН}{м^3}$	кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
e_{IV}	**1**	Чорнозем, лесовий ґрунт, супісок гумусований, неконсолідований, сформований при вертикальному плануванні та благоустрою території	-	-	-	-	-	**1.63**	-		**16.3**	-	-	-	-	-
t_{IV}	**1а**	Намивний ґрунт – пісок середньої крупності з включенням щебеню кремнієвих порід, консолідований	**0.04 ÷ 0.28**	-	-	-	-	**1.52 ÷ 2.08**	-		**18.0**	-	-	-	-	-
lb_{IV}	**1б**	Торф, слабо- і середньозаторфовані ґрунти – суглинки і глини	**0.28 >1**	**0.2 ÷ 0.32**	**> 1**	-	-	-	**2.0 ÷ 3.0**	**0.37 ÷ 0.38**	-	-	-	**1.0**	-	-

продовження табл. 2.11

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
a_{IV}	4	Пісок кварцовий середньої крупності, середньої щільності, насичений водою	0.23 ÷ 0.29	-	-	0.70	-	1.93 ÷ 2.03	11.0 ÷ 32.0		19.3	1.0 ÷ 3.0	29 ÷ 33	11.0 ÷ 31.0	0.64 ÷ 0.79	-
a_{IV}	5	Супісок, суглинок пластичної, текучо-пластичної та текучої консистенцій, з домішками органічних речовин	0.23 ÷ 0.29	0.05 ÷ 0.09	1.0	0.66 ÷ 0.78	0.96	1.97 ÷ 2.21	11.0 ÷ 15.0	0.37 ÷ 0.38	16.0 ÷ 17.0	9.0 ÷ 12.0	18 ÷ 22	11.0 ÷ 15.0	0.66 ÷ 0.80	-
a_{IV}	4a	Пісок кварцовий середньої крупності, щільний, насичений водою	0.18	-	-	-	-	2.21	45.0		22.1	2.0	42	43.0	0.41	-
N_{18}	10	Глина м'яко- і тугопластичної консистенції з домішками органічних останків (згідно досліджень [34])	0.45 ÷ 0.65	-	-	-	-	-	9.0 ÷ 19.0		15.0 ÷ 17.1	0.55 ÷ 0.57	14 ÷ 15	9.0- ÷ 18.0	1.19 ÷ 1.87	-

2.5.4. Оцінка несучої здатності паль фундаментів досліджуваної будівлі з урахуванням інженерно-геологічної ситуації ділянки забудови

Окрема паля в складі фундаменту за несучою здатністю ґрунтів основи розраховувалась, з огляду на умову:

$$N \le \frac{F_d}{\gamma_k}, \qquad (2.23)$$

де N = 500.00 кН – розрахункове навантаження, що передається на палю від наземних конструкцій згідно проекту [34];

F_d – розрахункова несуча здатність ґрунту основи палі;

$\gamma_к$ = 1.25 – згідно п. 3.10 СНиП 2.02.03-85 [37].

Несуча здатність F_d, (кН) висячої забивної палі фундаментів досліджуваної будівлі, яка працює на стискаюче навантаження, визначалась за формулою розділу 4.2. СНиП 2.02.03-85:

$$F_d = \gamma_c \times (\gamma_{cR} \times R \times A + u \times \Sigma\, \gamma_{cf} \times f_i \times h_i), \qquad (2.24)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті: у випадку обпирання її на пилувато-глинисті ґрунти зі ступенем вологості S_r < 0.9 і на лесові ґрунти γ_c = 0.8, в усіх інших випадках γ_c = 1.0;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі (кПа), приймався за табл. 1 СНиП [37] залежно від глибини нижнього кінця палі. Глибина нижнього кінця палі приймалась при плануванні намивом від 3 до 10 м – від умовної відмітки, розміщеної на 3.0 м нижче рівня підсипки згідно табл. 1 СНиП [37];

A = 0.30 × 0.30 = 0.09 (м^2) – площа обпирання палі на ґрунт, прийнята за площею попереч-ного січення палі брутто;

u = 0.30 × 4.0 = 1.20 (м) – зовнішній периметр поперечного січення палі;

f_i – розрахунковий опір i-того шару ґрунту основи на боковій поверхні палі, кПа, приймався за табл. 2 СНіП [37] залежно від середньої глибини розміщення шару h_{cp} і виду ґрунту;

h_i – товщина i-того шару ґрунту, який контактує з боковою поверхнею палі, м;

γ_{cR} , γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на боковій поверхні палі, згідно табл. 3 СНіП [37].

В розрахунках несучої здатності паль враховані від'ємні (негативні) сили тертя ґрунту на їх боковій поверхні. Згідно п. 4.12.б СНіП [37] розрахункові значення опорів f_i ґрунту ІГЕ-1, 1а (намивний ґрунт – пісок в основному середньої крупності з включенням щебеню кремнієвих порід) приймались за табл. 2 СНіП [37] зі знаком «мінус» і коефіцієнтом 0.4, а розрахункові опори f_i ґрунту ІГЕ-1б (торф, слабо- і середньозаторфовані суглинки і глини) прийняті рівними – 5.0 кПа.

Згідно проведених розрахунків несучої здатності існуючих пальових фундаментів з урахуванням інженерно-геологічної ситуації ділянки забудови, несуча здатність паль становить:

- з відміткою голови -4.25 м в ТСЗ № 1:

F_{d1} = 461.07 (кН) **< 1.25**N = 1.25 × 500.00 = 625.00 (кН),

умова $N \le \frac{F_d}{\gamma_k}$ не виконується.

- з відміткою голови -3.65 м в ТСЗ № 1:

F_{d1} = 396.00 (кН) **<<** **1.25**N = 1.25 × 500.00 = 625.00 (кН),

умова $\boldsymbol{N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}}$ не виконується.

- з відміткою голови -4.25 м в ТСЗ № 2:

$\boldsymbol{F_{d2}}$ = 621.67 (кН) ≈ $\mathbf{1.25}\boldsymbol{N}$ = 1.25 × 500.00 = 625.00 (кН),

умова $\boldsymbol{N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}}$ виконується.

- з відміткою голови -3.65 м в ТСЗ № 2:

$\boldsymbol{F_{d2}}$ = 554.86 (кН) < $\mathbf{1.25}\boldsymbol{N}$ = 1.25 × 500.00 = 625.00 (кН),

умова $\boldsymbol{N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}}$ не виконується.

- з відміткою голови -4.25 м в ТСЗ № 4:

$\boldsymbol{F_{d4}}$ = 495.30 (кН) < $\mathbf{1.25}\boldsymbol{N}$ = 1.25 × 500.00 = 625.00 (кН),

умова $\boldsymbol{N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}}$ не виконується.

- з відміткою голови -3.65 м в ТСЗ № 4:

$\boldsymbol{F_{d4}}$ = 408.82 (кН) << $\mathbf{1.25}\boldsymbol{N}$ = 1.25 × 500.00 = 626.00 (кН),

умова $\boldsymbol{N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}}$ не виконується.

- з відм. голови -4.25 м в ТСЗ № 5:

$\boldsymbol{F_{d5}}$ = 522.31 (кН) < $\mathbf{1.25}\boldsymbol{N}$ = 1.25 × 500.00 = 625.00 (кН),

умова $\boldsymbol{N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}}$ не виконується.

- з відміткою голови -3.65 м в ТСЗ № 5:

$\boldsymbol{F_{d5}}$ = 455.12 (кН) < $\mathbf{1.25}\boldsymbol{N}$ = 1.25 × 500.00 = 625.00 (кН),

умова $\boldsymbol{N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}}$ не виконується.

- з відміткою голови -4.25 м в ТСЗ № 6:

$\boldsymbol{F_{d6}}$ = 492.48 (кН) < $\mathbf{1.25}\boldsymbol{N}$ = 1.25 × 500.00 = 625.00 (кН),

умова $N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}$ не виконується.

- з відміткою голови -3.65 м в ТСЗ № 6:

F_{d6} = 424.56 (кН) << **1.25***N* = 1.25 × 500.00 = 625.00 (кН),

умова $N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}$ не виконується.

- з відміткою голови -4.25 м в ТСЗ № 7:

F_{d7} = 537.69 (кН) < **1.25***N* = 1.25 × 500.00 = 625.00 (кН),

умова $N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}$ не виконується.

- з відміткою голови -3.65 м в ТСЗ № 7:

F_{d7} = 471.96 (кН) < **1.25***N* = 1.25 × 500.00 = 625.00 (кН),

умова $N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}$ не виконується.

З огляду на те, що несуча здатність паль із 12-ти визначень у 10-х випадках є меншою за проектну, експлуатаційна надійність досліджуваної будівлі, з точки зору несучої здатності пальових фундаментів несучих стін, не забезпечена.

Напружено-деформований стан ґрунтової основи відповідно до вимог критеріїв І-ї групи граничних станів (несуча здатність) класифікується як ***граничний*** [16; 36–38].

2.5.5. Розрахунок повного осідання і часу консолідації заторфованої основи

Ряд вітчизняних науково-практичних, інструктивних матеріалів і зарубіжні джерела стверджують, що консолідація торфу і (або) затофованих ґрунтів, відбувається на ранній стадії їх донаван-таження фільтруючим

шаром ґрунту і не може бути причиною нерівномірного осідання фундаментів будівлі.

Для підтвердження або спростування цього твердження був проведений розрахунок повного осідання і часу, необхідного для консолідації досліджуваної заторфованої основи.

Час, необхідний для консолідації сильно стисливого ґрунту ***ІГЕ-1б*** (торфу та заторфованих суглинків) під навантаженням визначався за формулою:

$$T_v = \frac{C_v \times t}{h^2}, \qquad (2.25)$$

$$\text{звідки } t = \frac{T_v \times h^2}{C_v} = \frac{0.85 \times 4.4^2}{1.50} \approx 11.0 \text{ років},$$

де T_v = 0.85 – визначене по графіку Довідника [39] залежно від ступеню консолідації торфу (ґрунту ***ІГЕ-1б***) Q_v = 0.90;

h = 4.40 м – товщина шару сильно стисливого ґрунту ***ІГЕ-1б***;

C_v = 1.50 м²/рік – коефіцієнт консолідації ґрунту ***ІГЕ-1б*** при вертикальному фільтрацій-ному потоці.

Повне осідання S сильно стисливого ґрунту ***ІГЕ-1б*** при цьому визначалась як сума осідань, викликаних навантаженням фільтруючим шаром намивних пісків ***ІГЕ--1, 1а*** і додатковими осіданнями S_{f1} від розкладання органічних решток торфу:

$$S = S_p + S_{f1}\ . \qquad (2.26)$$

Стабілізоване осідання сильно стисливого ґрунту ***ІГЕ-1б***, привантаженого фільтруючим шаром намивних пісків ***ІГЕ-1, 1а*** за цей період визначалось за формулою (11.1) Довідника [39]:

$$S_p = \frac{3 \times p \times H}{3E + 4p} = \frac{3 \times 0.094 \times 4.40}{3 \times 2.0 + 4 \times 0.095} = 0.197 \text{ (м)},$$

де p = 18.0×1.0×1.0×5.20=93.60 (кН/м^2) = 0.094 МПа – середній тиск на сильно стисливий ґрунт ***ІГЕ-1б*** від фільтруючого навантаження шаром намивних пісків ***ІГЕ-1, 1а***;

E = 2.0 МПа – модуль деформації сильно стисливого ґрунту ***ІГЕ-1б*** в природному стані;

$H = h$ = 4.40 м – товщина шару сильно-стисливого ґрунту ***ІГЕ-1б***.

Додаткове осідання S_{f1} сильно стисливого ґрунту ***ІГЕ-1б*** від розкладання органічних решток визначалось за формулою (11.14) Довідника [39]:

$$S_{f1} = \frac{\eta \times k_0 \times \omega \times \gamma_d \times h}{\gamma_s} = \frac{0.75 \times 0.2 \times 0.374 \times 14.90 \times 4.40}{26.60} =$$

$$= 0.138 \text{ (м)},$$

де $\eta \approx 0.75$ – коефіцієнт умов залягання органічних включень в слабких ґрунтах;

k_0 = 0.20 – коефіцієнт, який враховує можливість розкладання органічних вклю-чень для водонасичених ґрунтів;

ω = 0.374 – середній вміст органічних включень в слабких ґрунтах (див. табл. 2.11);

γ_d = 14.90 кН/м^3 – питома вага слабкого ґрунту в сухому стані;

γ_s = 26.60 кН/м^3 – питома вага часток заторфованого ґрунту.

Таким чином, повне осідання S сильно стисливо-го ґрунту ІГЕ-1б, викликане навантаженням фільтруючим шаром намивних пісків ІГЕ-1, 1а і додатковими осіданнями S_{f1} від розкладання органічних решток потенційно може становити:

$$S = 0.197 + 0.138 = 0.335 \text{ (м)},$$

впродовж проміжку часу $t \approx 11.0$ років, що може суттєво впливати на величину нерівномірних осідань пальових фундаментів досліджуваної будівлі.

2.5.6. Загальні висновки

Причинами ***передаварійного (непридатного до нормальної експлуатації) з тенденцією переходу в аварійний*** технічного стану досліджуваної будівлі є комплекс негативних факторів, а саме:

2.5.6.1. Недостатня просторова жорсткість конструктивної схеми будівлі з точки зору сприйняття нерівномірних деформацій ґрунтової основи.

2.5.6.2. Консолідація (від навантаження шаром намивного піску ***ІГЕ-1, 1а***) шару водонасиченого ґрунту ***ІГЕ-1б*** – торфу, заторфованих суглинків і глин потужністю до 4.4 м в геологічному розрізі ділянки забудови.

2.5.6.3. Повільний довготривалий горизонтальний трансфер із зони тиску за межі плями забудови ґрунтів ***ІГЕ-5*** – супіску і суглинку пластичної та текучої консистенцій з домішками органічних речовин.

2.5.6.4. Недостатня для сприйняття експлуатаційних навантажень несуча здатність пальових фундаментів досліджуваної будівлі.

2.5.6.5. Консолідація (ущільнення) шару похова-них торфів з низькими фізико-механічними власти-востями, яка залежно від умов фільтрації, може продовжуватися впродовж 10÷11-ти років з моменту їх донавантаження, а величина осідань при цьому може досягати 25÷30% потужності шару.

2.5.6.6. Додаткове навантаження залізобетонних паль внаслідок виникнення «негативного тертя» шару

піщаного ґрунту, який знаходиться над шаром похованих торфів.

2.5.6.7. Відсутність конструктивних заходів захисту будівлі від нерівномірних деформацій ґрунтової основи.

2.5.6.8. Неспроможність залізобетонних ростверків пальового фундаменту виконанувати функцію релаксації (розподілу) зусиль, які виникають від нерівномірного осідання паль.

2.5.6.9. Недостатня площа перев'язки кладки несучих стін для роботи в умовах нерівномірних осідань ґрунтової основи.

2.5.6.10. Геотехнічну надійність ґрунтової основи фундаментів досліджуваної будівлі можна класифікувати як таку, при якій умови будівництва та експлуатації середні, ділянка забудови обмежено придатна для будівництва без проведення інженерних заходів. Сумісні деформації ($S_0 + S$) будівлі з основою в реальних інженерно-геологічних умовах перевищують граничні сумісні деформації (S_u) будівлі, не пристосованої до сприйняття зусиль, які виникають в складних ІГЕ, тобто $S_0 + S > S_u$, але не перевищують граничні сумісні деформації (S'_u) будівлі, пристосованої до сприйняття вказаних зусиль, тобто $S_0 + S \le S'_u$. Осідання будівлі, фундаментів і основи протікають нерівномірно, взаємопов'язані сусідні конструкції або елементи поки що знаходяться в дограничному стані, тим не менше, деформації і пошкодження поступово накопичуються і повільно розвиваються.

2.6. КЛАСИФІКАЦІЯ ҐРУНТОВИХ ОСНОВ МІСЬКИХ БУДІВЕЛЬ ЗА СТУПЕНЕМ ЇХ ГЕОТЕХНІЧНОЇ НАДІЙНОСТІ

2.6.1. Теоретичні обґрунтування можливості поєднання різнорідних геологічних умов за кри-терієм однакового протікання деформаційних процесів у ґрунтах і впливу на міські будівлі

Інженерно-геологічні умови міських територій визначаються геологічною будовою, фізико-механічними властивостями порід (ґрунтів), що можуть виступати основами і середовищем міських будівель (об'єктів), характером протікання геологічних процесів, тектонічним режимом, рельєфом, гідрогеологічними та гідрологічними умовами, сейсмічністю. На конкретних територіях і ділянках вони зазнають постійних сезонних, багаторічних, вікових і триваліших змін внаслідок різноманітних зовнішніх впливів, а також впливів господарської діяльності та інших техногенних факторів. Особливо значні зміни фізико-механічних властивостей ґрунтів відбуваються внаслідок зміни режиму ґрунтових вод і підтоплення. Складність, особливість, сприятливість, малосприятливість і несприятливість інженерно-геологічних умов залежить від комлексу факторів, що визначають ці умови на конкретних ділянках, а також приймається стосовно видів і методів використання цих ділянок для конкретних видів міського будівництва.

Незалежно від причин, які викликають деформації основи можна виділити чотири групи складних ґрунтових умов за ступенем геотехнічної надійності. Пропонована класифікація дає змогу уніфікувати розробку і впровадження захисних заходів при будівництві та екс-

плуатації будь-яких будівель в різних ґрунтових умовах і полегшить використання практичного досвіду захисту, набутого в найпоширеніших складних ІГУ для інших, менш поширених умов, де такого досвіду нема.

З огляду на вище сказане, можна виділити чотири інженерно-геологічні види міських територій (*ІГВТ*):

- с*приятливий інженерно-геологічний вид територій (ІГВТ),*

- *потенційно несприятливий ІГВТ,*

- *несприятливий ІГВТ,*

- *абсолютно несприятливий ІГВТ* (див. табл. 2.12).

Кожний вид відрізняється своєю особливістю деформаційних процесів. Характер їх протікання в кожному виді та підгрупі є ідентичним, хоча його обумовлюють різні причини, – природні і (або) техногенні.

З огляду на те, що деформації земної поверхні нерозривно пов'язані з деформаціями будівель, автор вказану класифікацію ІГУ пропонує також використовувати для визначення геотехнічної категорії складності об'єктів будівництва, відновлення і (або) реконструкції в умовах щільної міської забудови.

Сприятливий інженерно-геологічний вид територій (ІГВТ) I. Умови будівництва та експлуатації міських будівель нормальні (звичайні). Це території, де в існуючих природно-техногенних умовах фізико-геологічні процеси і явища, які негативно впливають на умови експлуатації будівлі, відсутні. Такі території не вимагають організації спеціальних систем інженерного захисту. Динамічні коливання (сейсмічні, вібраційні) у ґрунтах, що генерують небезпечні зміщення будівельних конструкцій, неможливі. Величини деформацій будівлі сумісно з основою не перевищують граничних значень для конструкцій будівель, що не пристосовані до сприймання

нерівномірних деформацій основи. Вірогідність одного з указаних вище негативних ІГУ процесів становитиме $R \leq 0.1$.

Потенційно несприятливий інженерно-геологічний вид територій (ІГВТ) II. Умови будівництва та експлуатації будівель середні. Це території вірогідного прояву одного з наступних процесів: лінійна ерозія, зсувні зміщення ґрунтів, суфозійне розпушування піщано-супіщаних ґрунтів з проявами нерівномірних деформацій ґрунтів і будівельних об'єктів на них, техногенне підтоплення і (або) заболочування, карстово-суфозійні процеси. Це також сейсмонебезпечні території (Крим, Одеська область, Прикарпаття), на яких можливі динамічні коливання в ґрунтах (сейсмічні природні та вібраційні від техногенних джерел), що генерують небезпечні зміщення будівельних конструкцій. Території з великими площами залягання просадкових ґрунтів першого типу просадковості (Захід і центр України), обводнених до ступеню вологості $S_r \geq 0{,}8$ слабких ґрунтів (біогенних, елювіальних, делювіальних, засолених, насипних і мулистих), набрякаючі ґрунти, що мають особливі властивості. Ґрунтові процеси тут розвиваються упорядковано, протікають закономірно і, звичайно, повільніше, ніж сейсмо-небезпечні. Вертикальні і горизонтальні деформації основи викликають деформації будівлі, величини яких перевищують граничні значення для об'єктів, що не пристосовані до сприймання нерівномірних деформацій основи, але не перевищують граничні значення для будівель, які пристосовані до сприймання вказаних деформацій. Осідання будівель протікають нерівномірно. Має місце високе стояння рівня ґрунтових вод. Їх освоєння вимагає організації попе-

реджувальних заходів інженерного захисту для того, щоб не викликати активізації існуючих процесів і новоутворення небезпечних техногенних процесів. За відсутності вказаного захисту вірогідність одного з негативних процесів складе в середньому $0.1 \leq R \leq 0.5$.

Несприятливий інженерно-геологічний вид територій (ІГВТ) ІІІ. Умови будівництва та експлуатації будівель важкі. Це території проявлення одного з небезпечних інженерно-геологічних процесів – інтенсивної лінійної ерозії, техногенного підтоплення, суфозійного розпушування піщано-супіщаних ґрунтів «активної зони», розвиток деформацій незатухаючої повзучості глин, зсувних зміщень ґрунтових схилів. Ураженість небезпечними природно-техногенними процесами таких територій досягає 70% їх загальної площі. Вірогідність проявлення одного з названих процесів змінюється в межах $0.15 < R < 0.8$.

Це також підроблювані території (Донецька, Луганська, Дніпропетровська, Львівська області). Території великих міст, де ведуть проходку тунелів метро і будівництво підземних споруд. Ділянки забудови, де поруч з існуючими будівлями споруджують висотні будівлі, що створюють значний тиск на ґрунт. Території і площі, на яких проводиться дренаж недоущільнених ґрунтів. Вертикальні і горизонтальні деформації основи викликають деформації будівлі, величини яких перевищують граничні значення як для об'єктів, що не пристосовані до сприймання нерівномірних деформацій основи, так і для будівель, які пристосовані до сприймання вказаних деформацій. Осідання будівель протікають нерівномірно. Можливі прояви різкої втрати стійкості ґрунтів. Процеси осідання та деформування ґрунтових маси-

вів і земної поверхні розвиваються упорядковано, але протікають незалежно від тиску на ґрунт фундаментів зведених на них будівель. На земній поверхні утворюються неглибокі впадини – мульди зрушення. На відміну від другого виду складних умов, у третьому виді зазвичай є можливість достатньо точно розрахувати потрібні для проектування захисту будівель параметри нерівномірного осідання і горизонтальних деформацій ґрунтової основи.

Абсолютно несприятливий інженерно-геологічний вид територій (ІГВТ) IV. Умови будівництва та експлуатації будівель надважкі. Це території сумісного вірогідного проявлення двох і більше процесів. До них віднесені ділянки в межах долин рік, а також ділянки крупних ярів і балок, нависаючі яри на ерозійних схилах. В сучасних природно-техногенних умовах – це техногенно підтоплені і частково заболочені території з розвитком або формуванням зсувних, суфозійних і карстово-суфозійних процесів, лінійної ерозії, деформацій незатухаючої повзучості глин, нерівномірних осідань ґрунтів і таке інше. Їх ураженість вказаними природно-техногенними процесами може досягати 100% при вірогідності їх проявлення R=1.0. Вказані території можна розділити на три підгрупи.

Підгрупа А. Зсувонебезпечні території, а також ділянки, небезпечні щодо розвитку берегової абразії, для яких характерне незатухаюче деформування та руйнування земної поверхні після її переміщення, з великою горизонтальною складовою. Нерівномірність осідання земної поверхні призводить до локальної або суцільної руйнації ґрунту з утворенням провалів, тріщин і уступів.

Підгрупа Б. Карсто- і суфозійнонебезпечні території, ділянки поверхні, з підземними техногенними порожнинами порівняно невеликих розмірів, площі залягання лесових ґрунтів II-го типу просадковості на півдні України, а також дуже засолених ґрунтів. Характеризується або повною руйнацією локальних ділянок ґрунтового масиву з утворенням на земній поверхні окремих провалів, горизонтальні розміри яких менші за горизонтальні розміри будівель, або неповною руйнацією значних площ з утворенням на земній поверхні уступів, поділених розкритими ґрунтовими тріщинами.

Підгрупа В. Території над підземними камерами залізорудних покладів Кривого Рогу, ділянки вздовж високих крутих схилів, складені потужними обводненими товщами лесів, де можливі зсувні процеси у вигляді велетенських суфозійних викидів. Процеси в ґрунтах протікають настільки інтенсивно, що окремі провали зливаються в суцільні зони обвалення, глибина провалів досягає багатьох метрів, структура ґрунтових масивів між ними також руйнується, ґрунти розпушуються, їх несуча здатність різко зменшується.

Для зручності читання та використання класифікацію видів інженерно-геологічних умов і деформацій земної поверхні міських територій за ступенем їх геотехнічної надійності зведено до чотирьох видів і представлено в табличній формі (див. табл. 2.12).

Таблиця 2.12

Класифікація ґрунтових основ за ступенем їх геотехнічної надійності

Ступінь геотехнічної надійності, умови будівництва та експлуатації	Придатність для забудови	Величини деформацій основи	Характерні ознаки інженерно-геологічних (ґрунтових) умов	Рекомендації із забезпечення експлуатаційної надійності будівель і споруд
1	2	3	4	5
Сприятливий інженерно-геологічний вид територій *I*. Умови будівництва та експлуатації будівель і споруд нормальні (звичайні).	**Повністю придатні без проведення інженерних заходів**	$S_0 + S \le S_u$. $R \le 0.1$	В існуючих природно-техногенних умовах негативні фізико-геологічні процеси і явища відсутні. Такі території не вима-гають організації спеціальних систем інженерного захисту. Динамічні коливання (сейсмічні, вібраційні) у ґрунтах, що ге-нерують небезпечні зміщення будівельних конструкцій неможливі. Величини деформацій будівлі сумісно з основою не перевищують граничних значень для конструкцій будівель та споруд, що не пристосовані до сприймання нерівномірних деформацій основи. Однак, будівництво нових об'єктів повинне здійснюватися з випереджуючою інженерною підготовкою ділянок забудови з метою недопущення новоутворення небезпечних інженерно-геологічних процесів.	Строго дотримуватися вимог Положення про організацію і проведення реконструкції, ремонту і технічного обслуговування будівель і споруд.

продовження табл. 2.12

1	2	3	4	5
Потенційно несприятливий інженерно-геологічний вид територій *II*. Умови будівництва та експлуатації будівель і споруд **середні**	**Обмежено придатні** без проведення інженерних заходів	$S_0 + S > S_u$ $S_0 + S \le S'_u$. За відсутності інженерного захисту вірогідність одного з негативних процесів складе в середньому $0.1 \le R \le 0.5$.	Території вірогідного прояву одного з процесів: лінійна ерозія, зсуви, суфозійне розпушування піщано-супіщаних ґрунтів з проявами нерівномірних деформацій ґрунтів і об'єктів на них, техногенне підтоплення, карстово-суфозійні процеси. Сейсмонебезпечні території (Крим, Одеська область, Прикарпаття), на яких можливі динамічні коливання у ґрунтах (сейсмічні природні та вібраційні від техногенних джерел), що генерують небезпечні зміщення будівель. Території з великими площами залягання просадкових ґрунтів І-го типу (Захід і центр України), обводнених до ступеню вологості $S_r \ge 0.8$ слабких ґрунтів (біогенних, елювіальних, делювіальних, засолених, насипних і мулистих), набрякаючі ґрунти. Ґрунтові процеси тут розвиваються упорядковано, протікають закономірно і повільніше, ніж сейсмонебезпечні. Вертикальні і горизонтальні деформації основи викликають деформації будівлі, величини яких перевищують граничні значення для об'єктів, що не пристосовані до сприймання нерівномірних деформацій основи, але не перевищують граничні значення для будівель, які пристосовані до сприймання вказаних деформацій. Осадки будівель і споруд протікають нерівномірно. Високе стояння РГВ. Їх освоєння вимагає організації попереджувальних заходів інженерного захисту для того, щоб не викликати активізації існуючих процесів і новоутворення небезпечних техногенних процесів.	Проектування будівель і споруд повинне враховувати можливість прояву понаднормативних деформацій, що перевищують граничні значення для несучих конструкцій. При розрахунках конструкцій на природний сейсмічний вплив його параметри визначаються приблизно. Використовуються верхні граничні значення цих параметрів. Параметри техногенних вібраційних імпульсів визначаються з достатньою точністю. В цих випадках використовують методи розрахунків, розроблені для захисту будівель від природних сейсмічних хвиль.

продовження табл. 2.12

1	2	3	4	5
Несприятливий інженерно-геологічний вид територій *III*. Умови будівництва та експлуатації будівель і споруд **важкі**	**Непридатні** без проведення інженерних заходів	$S_0 + S > S_u$ $S_0 + S \geq S'_u$. Вірогідність проявлення одного з процесів змінюється в межах $0.15<R<0.8$.	Території проявлення небезпечних ІГ процесів – інтенсивної лінійної ерозії, техногенного підтоплення, суфозійного розпушування піщано-супіщаних ґрунтів «активної зони», розвиток деформацій незатухаючої повзучості глин, зсувних зміщень ґрунтових схилів. Ураженість небезпечними природно-техногенними процесами до 70% їх загальної площі. Підроблювані території (Донецька, Луганська, Дніпропетровська, Львівська області). Території великих міст, де ведуть проходку тунелів і будівництво підземних споруд. Ділянки забудови, де поруч з існуючими будівлями споруджують висотні будинки. Території, на яких проводиться дренаж недоущільнених ґрунтів. Вертикальні і горизонтальні деформації основи викликають деформації будівлі, величини яких перевищують граничні значення для об'єктів, як не пристосованих, так і пристосованих до сприймання нерівномірних деформацій основи. Осадки будівель і споруд протікають нерівномірно. Можливі прояви різкої втрати стійкості ґрунтів. Процеси осідання та деформування ґрунтових масивів і земної поверхні розвиваються упорядковано, але протікають незалежно від тиску на ґрунт зведених на них будівель і споруд. На земній поверхні утворюються неглибокі мульди зрушення. На відміну від 2-ї групи складних умов, у 3-й групі є можливість достатньо точно розрахувати потрібні для проектування захисту будівель і споруд параметри нерівномірної осадки і горизонтальних деформацій ґрунтової основи.	Конструктивні методи захисту будівель і споруд можуть бути двох типів. При застосуванні заходів за принципом гнучкості, будівля має бути достатньо міцною, але податливою, спроможною повторювати контур осідання земної поверхні або ступінь нерівномірності стиснення ґрунтової основи. При застосуванні захисту за принципом жорсткості, будівля має зберегти форму і осідати, як єдине ціле. Будівництво на територіях цієї групи складності допускається за наявності висновку спеціалізованої організації, який містить рекомендації щодо вибору інженерних рішень для забезпечення надійної експлуатації будівель і споруд або відновлення їх експлуатаційної придатності у випадку виникнення недопустимих деформацій несучих конструкцій.

продовження табл. 2.12

1	2	3	4	5
Абсолютно несприятливий інженерно-геологічний вид територій *IV.* Умови будівництва та експлуатації будівель і споруд **надважкі**	**Практично непридатні**	$S_0 + S >> >> S'_u$. Ураженість природно-техногенними процесами може досягати 100% при вірогідності їх проявлення $R=1.0$.	Території сумісного вірогідного проявлення 2-х і більше процесів. Це ділянки в межах долини рік, крупних ярів і балок, круті яри на ерозійних схилах. Техногенно підтоплені і частково заболочені території з розвитком або формуванням зсувних, суфозійних, карстово-суфозійних процесів, лінійної ерозії, деформацій незатухаючої повзучості глин, нерівномірних осадок ґрунтів. Вазані території можна розділити на три підгрупи. ***Підгрупа А.*** Зсувонебезпечні території, ділянки, небезпечні щодо розвитку берегової абразії з характерним незатухаючим деформуванням і руйнуванням земної поверхні, з великою горизонтальною складовою. Нерівномірність осідання земної поверхні призводить до локальної або суцільної руйнації ґрунту з утворенням провалів, тріщин і уступів. ***Підгрупа Б.*** Карсто- і суфозійнонебезпечні території, ділянки поверхні, з підземними техногенними порожнинами невеликих розмірів, площі залягання лесових ґрунтів II-го типу просадковості на півдні України, дуже засолених ґрунтів. Характеризується або повною руйнацією локальних ділянок ґрунтового масиву з утворенням на поверхні окремих провалів, горизонтальні розміри яких менші за горизонтальні розміри будівель і споруд, або неповною руйнацією значних площ з утворенням на поверхні уступів, поділених розкритими ґрунтовими тріщинами.	***У підгрупі А*** внаслідок стохастичного характеру протікання процесів переміщення ґрунту, глибина та розміри провалів, розкриття тріщин, тощо, можуть бути визначені лише приблизно застосуванням імовірнісних методів розрахунків. Захисні заходи зводяться виключно до зміцнення ґрунтових масивів. ***У підгрупі Б*** захист будівель і споруд зводиться до значного посилення міцності наземних конструкцій. Якщо процес не зупинити, він звичайно завер-шується повною руйнацією ґрунтового масиву разом з розташованими на ній будівлями.

продовження табл. 2.12

1	2	3	4	5
Абсолютно несприятливий інженерно-геологічний вид територій *IV*. Умови будівництва та експлуатації будівель і споруд **надважкі**	**Практично непридатні**	$S_0 + S >> >> S'_u$. Ураженість природно-техногенними процесами може досягати 100% при вірогідності їх проявлення $R=1.0$.	***Підгрупа В.*** Території над підземними камерами залізорудних покладів Кривого Рогу, ділянки вздовж високих крутих схилів, складені потужними обводненими товщами лесів, де можливі зсувні процеси у вигляді велетенських суфозійних викидів. Процеси в ґрунтах протікають настільки інтенсивно, що окремі провали зливаються в суцільні зони обвалення, глибина провалів досягає багатьох метрів, структура ґрунтових масивів між ними також руйнується, ґрунти розпушуються, їх несуча здатність різко зменшується.	***У підгрупі В*** експлуатаційна надійність будівель споруд не може бути забезпечена ніякими захисними заходами, будівництво в таких зонах має бути заборонене, а існуючі будівлі та споруди підлягають знесенню. Такі зо-ни вилучаються зі складу міських територій.

Примітка. Табл. 2.12 є результатом науково-дослідних робіт з урахуванням та в розвиток положень чинних нормативних документів, і першоджерел [5; 16; 22; 23; 26; 32; 36; 38; 40–51].

- $S = S_0 + S_n$ – розрахункові величини сумарних сумісних деформацій будівлі з основою в реальних інженерно-геологічних умовах;
- S_0 – величина сумісних деформацій для нормальних (звичайних) інженерно-геологічних умов;
- S_n – те саме, додаткових сумісних деформацій з урахуванням параметрів викривлення основи в складних ІГУ;
- S_u та S'_u – значення граничних сумісних деформацій залежно від конструктивної схеми будівлі (споруди) для випадків, коли їх конструкції не розраховані (S_u) або розраховані (S'_u) на зусилля, що виникають в них при взаємодії з основою.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ ДО РОЗДІЛУ 2



1. Защита и подработка зданий и сооружений / С. Е. Шагалов, Р. А. Мулер, В. В. Марков и др. М. : Недра, 1974.
2. Юшин А. И. Особенности проектирования фундаментов зданий на основаниях, деформируемых горными выработками. М. : Стройиздат, 1980.
3. Правила охраны сооружений и природных объектов от вредного влияния подземных горных разработок на угольных месторождениях. М. : Недра. 1981.
4. Wasilkowski F. Wplyw rozpelzania podloża na fundamenty budowli, posadowonyeh na terenach gorniczych. Inźynieria i Budownictwo, 1966. № 6, 7.
5. Levicki B. Nerownomierne osiadania podloża i odkztalcenia budynkow. Arkady. Warszawa, 1979. 681 s.
6. Иофис М. А. Сдвижение земной поверхности и охрана сооружений во Львовско-Волынском бассейне. *Уголь Украины*. Л., 1962. № 12. С. 22–24.
7. Отчет об инженерно-геологических изысканиях под расширение здания горисполкома г. Червоноград. Киев : УкрНДИпроект, 1988.
8. Материалы по бурению инженерно-гелогических скважин в г. Червоноград по адресу: пл. Соборная, 4. Львовско-Волынская геолого-разведочная экспедиция, г. Вл.-Волынский. 1993.
9. Результати інструментальних спостережень за осіданнями будинку № 4 на пл. Соборній в м. Червонограді. ДВАТ Червоноградське бюро спеціалізованих маркшейдерських робіт, м. Червоноград. 1998.
10. Результати інженерно-геологічних робіт по обстеженню ґрунтів основи каналізаційного колектора по

пр. Шевченка в м. Червоноград Львівської обл. ДП «Рівнебудрозвідування». м. Рівне, 1998.
11. Научно-технический отчет по теме № II-547-0057 от 24.02.1993 года «Обследование и разработка технического решения по восстановлению эксплуатационной надежности жилого дома № 4 на пл. Соборной в г. Червоноград». НИИСК, г. Киев.-1993.
12. Технічне рішення з відновлення експлуатаційної надійності житлового будинку № 4 на пл. Соборній у м. Червонограді Львівської обл. Дог. № 4-193. Українська державна академія водного господарства (УДАВГ), м. Рівне. 1997.
13. Науково-технічний звіт «Дослідження факторів впливу закриття вугільної шахти № 5 «Великомостівська» Львівської області на стан підроблюваних нею територій». Дог. № 4-013. Рівненський державний технічний університет (РДТУ), м. Рівне. 2001.
14. Науково-технічний звіт «Дослідження факторів впливу діяльності і закриття вугільних шахт №№ 1 і 2 «Червоноградських» Львівської області на стан підроблюваних ними територій і підземних інженерних мереж». Дог. № 4-41. Український державний університет водного господарства та природокористування (УДУВГП), м. Рівне. 2002.
15. Методические рекомендации по обследованию и оценке несущей способности бескаркасных зданий. НИИСК Госстроя СССР, 1983. 36 с.
16. Указания по обеспечению эксплуатационной пригодности зданий на ґрунтах четвертичных и меловых отложений в инженерно-геологических условиях Запада Украины. НИИСК Госстроя СССР, 1991. 56 с.
17. Переоборудование помещений гостиницы «Михайловград» под налоговую инспекцию в г. Житомир. Инженерно-геологические изыскания. АО «Жито-

мирстройизыскания». Шифр 38-99-ИГ-01. г. Житомир, 2000. 3 листа.
18. Додаткові інженерно-геологічні та гідрогеологічні вишукування ділянки забудови буд. № 2 на пл. Перемоги в м. Житомирі. АТ «Житомирбудрозвідування». м. Житомир, 2004.
19. ГОСТ 31937-2011. Межгосударственный стандарт. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. Buildings and constructions. Rules of inspection and monitoring of the technical condition. Межгосударственный совет по стандартизации, метрологии и сертификации (мгс). Interstate council for standardization, metrology and certification (isc). 2014. 59 с.
20. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. Exploitation of constructions and engineering equipment of building, external networks inspection of the technical state of buildings. – К.: Мінрегіон України, 2017.-70 с.
21. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. Deflections and displacements. Design rules. К. : Мінбуд України, 2006. 29 с.
22. Собуцький В. О., Собуцький О. В. Експлуатаційна надійність міських будівель і споруд: основи теорії і практика : монографія. Рівне : НУВГП, 2013. 225 с. ISBN 978-966-327-219-1
23. ДСТУ Б В.2.1-2-96. (ГОСТ 25100-95) Ґрунти. Класифікація. ПНИИС НПО «Стройизыскания».
24. ДСТУ Б В.2.1-5-96. (ГОСТ 20522-96) Ґрунти. Методи статистичної обробки результатів випробувань. М. : НИИОСП ім. Герсеванова.
25. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) с изменениями. М. : Стройиздат, 1986.

26. ДБН А.2.1-1-2014. Інженерні вишукування для будівництва. Друга редакція. Мінрегіонбуд України. К., 2014. 126 с.
27. Технічне рішення з відновлення експлуатаційної надійності будинку податкової інспекції на площі Перемоги в м. Житомирі. НУВГП. НДЛ ЕНБіС. м. Рівне, 2004. 118 с.
28. Результати дослідження ґрунтової води на об'єкті: «Будинок № 2 на пл. Перемоги в м. Житомирі». Протоколи №№ 30–32 хімічних аналізів проб води №№ 1, 2, 3 від 18.10 2004 року. Житомирська міська державна санітарно-епідеміологічна станція. 10002 м. Житомир : вул. Гагаріна, 55, 2004. 6 с.
29. ДБН В.2.1-10-2009. Основи і фундаменти будівель та споруд. НДІБК Мінрегінбуду України. К., 2009. 104 с.
30. Радецький Д. Н. Карти умов формування й розвитку геологічних явищ на території Рівненської обл. 1976.
31. Інженерно-геологічна карта ураження території екзогенними геологічними процесами. Рівненська ГРЕ, 1984.
32. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво в сейсмічних районах України. Мінрегіон України. К., 2014. 118 с.
33. Технічний звіт про інженерно-геологічні вишукування на об'єкті: «Інженерно-геологічні дослідження ґрунтової основи фундаментів, обстеження несучих конструкцій, визначення технічного стану адміністративної будівлі по вул. Соборній, 12а в м. Рівне». Рівне : ФОП Гаврилюк О.П., 2018. 9 с.
34. Робочий проект средней школы № 4 на 33 класса в микрорайоне № 5 г. Нетишин Хмельницкой обл. Том П-2. *Архитектурно-строительная часть*. ГПИ «Атомэнергопроект», Киевское отделение. Шифр № 210006.5.044. К., 1991–94. 24 листа.
35. Технічний звіт про інженерно-геологічні дослідження методом статичного зондування на ділянці розмі-

щення ЗОШ № 4 у м. Нетішин Хмельницької обл. Рівненське державне підприємство геодезії та кадастру. Рівне, 2005. 31 с.
36. Клепиков С. Н. Расчет сооружений на деформируемом основании. К. : НИИСК, 1996. 204 с.
37. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1986. 48 с.
38. Улицкий В. М., Шашкин А. Г. Геотехническое сопровождение реконструкции городов (обследование, расчеты, ведение работ, мониторинг). М. : Издательство АСВ, 1999. 327 с.
39. Основания, фундаменты и подземные сооружения : справочник проектировщика / под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. М. : Стройиздат, 1985. 480 с.
40. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд (зі змінами №№ 1 і 2 від 01. 07.2012 р.). НДІБК Мінрегінбуду України. К., 2018. 104 с.
41. ДБН В.1.2-14-2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. Зміна № 1 (взамін ГОСТ 27751, СТ СЭВ 3972-83, СТ СЭВ 3973-83, СТ СЭВ 4417-83, СТ СЭВ 4868-84). МНС України, Держ. деп. пож. безпеки, Держ. деп. пром. безпеки, охорони праці та гірничого нагляду МНС України. К., 2009. 48 с.
42. László Rétháti. Groundwater in civil engineering. Akadémiai Kiadó. Budapest, 1983. 430 s.
43. SO 2394:1994. General principles on reliability for structures (Загальні принципи забезпечення надійності).
44. Коновалов П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. М. : Стройиздат, 1980. 136 с.
45. R. Frank, C. Bauduin, R. Driscoll, M. Kavvadas, N. Krebs Ovesen. Designers' Guideto EN 1997-1 Eurocode 7: Ge-

otechnical Design – General Rules. Thomas Telford Ltd, 2004. 232 p.
46. Абелев М. Ю. Слабые водонасыщенные глинистые ґрунты как основания сооружений. М. : Стройиздат, 1973. 288 с.
47. Петрухин В. А. Строительные свойства засоленных и загипсованных ґрунтов. М. : Стройиздат, 1980. 120 с.
48. Сорочан Е. А. Строительство сооружений на набухающих ґрунтах. М. : Стройиздат, 1974. 224 с.
49. ДБН В.1.1-5-2000. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах. Ч. І і ІІ. *Держбуд України*. К., 2000. 74 с.
50. ДБН В.1.1-24:2009. Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування. К. : Мінрегіон України, 2010. 108 с.
51. Sobutsky V., Klepikov S. Analysis of multi-storeyed buildings on the nonaniform settlements of soil foundations. *Матеріали 2-ої Міжнародної конференції з висотних будівель*. м. Нанкін (КНР), 1991. 18 с.

РОЗДІЛ 3. ДЕФОРМАЦІЙНІ ПОШКОДЖЕННЯ МІСЬКИХ БУДІВЕЛЬ



3.1. ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

Приклади деформацій будівель і споруд, викликаних нерівномірними деформаціями основи, наведені в численних публікаціях вітчизняних і зарубіжних авторів, зокрема [1–6]. Якщо проаналізувати ці приклади, то легко можна виявити подібність форм деформацій будівель, побудованих в самих різноманітних ґрунтових умовах. Як уже було відмічено, незалежно від причин, які викликають деформації ґрунтів, усі види впливів зі сторони основ на будівлі зводяться, в кінцевому рахунку, до *нерівномірних вертикальних і нерівномірних горизонтальних переміщень* земної поверхні.

До *нерівномірних вертикальних переміщень* відносяться звичайні осідання ущільнення, які розглядаються в загальній механіці ґрунтів, а також просідання мерзлих, лесових, засолених та інших просадкових ґрунтів від навантаження фундаментів, які відбуваються в межах деформованої зони основи.

Наслідком нерівномірних вертикальних переміщень основ є крени будівель, різні форми деформацій вигину, прогину, зсуву і зкручування. Ці деформації проявляються як в чистому вигляді, так і в різних сполученнях.

Нерівномірні горизонтальні переміщення спостерігається при просіданні від додаткового зовнішнього навантаження, власної ваги ґрунту, при підземних гірничих розробках, відкачуванні підземних вод і таке інше.

Нерівномірні горизонтальні переміщення основи впливають на підземні частини будівель в результаті зсувних зусиль по бокових поверхнях і підошвах фундаментів, а також нормального тиску ґрунту на бокові поверхні фундаментів. Якщо конструктивні рішення фундаментів не передбачають повного сприйняття ними горизонтальних зусиль, то наземна частина будівлі буде відчувати деформації позацентрового стискання-розтягува-нння чи вигину і зсуву в горизонтальній площині.

Достатня експлуатаційна надійність будівель у вказаних інженерно-геологічних умовах досягається або шляхом створення основи, яка виключає появу недопустимих деформацій будівель, або застосуванням конструкцій будівель, які пристосовані до підвищених нерівномірних деформацій.

Раціональне рішення при виборі заходів захисту будівель може бути знайдене тільки техніко-економічним обґрунтуванням. При цьому необхідне комплексне врахування вимог економічності, надійності, довговічності, технологічності та естетики, що являє значні труднощі, оскільки бажання найповніше задовольнити одні, приводить до невиконання інших.

Наявний досвід проектування і будівництва в складних ґрунтових умовах, а також результати натурних досліджень будівель на різних видах деформованих основ свідчать про ефективність, у багатьох випадках, практики пристосування конструкцій будівель до повного або часткового сприйняття нерівномірних деформацій основи. Таке пристосування може здійснюватися або шляхом підсилення конструкцій і підвищення жорсткості будівель, або шляхом надання конструкціям максимальної гнучкості.

По жорсткій конструктивній схемі, як правило, проектуються багатоповерхові безкаркасні і каркасні будівлі, споруди баштового типу (силоси, елеватори, водонапірні башти, димові труби), а також підземні споруди, в яких недопустиме порушення суцільності огороджувальних конструкцій. В якості будівельних заходів захисту застосовується влаштування фундаментних і поповерхових залізобетонних поясів, фундаментних зв'язків-розпірок, фундаментів у вигляді суцільних залізобетонних балок чи плит, перехресних балок, балок-стінок і таке інше.

В будівлях, які побудовані по жорсткій конструктивній схемі, можуть виникати значні додаткові зусилля, обумовлені впливом нерівномірних деформацій основи, тому такі будівлі повинні обов'язково розраховуватися на сприйняття вказаних додаткових зусиль. Збільшуючи в тій чи іншій мірі гнучкість конструкцій, можна суттєво зменшити додаткові зусилля.

Гнучкі конструктивні схеми доцільні для одноповерхових каркасних будівель. При застосуванні, наприклад, статично визначеної схеми каркасної будівлі, додаткові зусилля від нерівномірних деформацій основи практично не виникають, а граничні деформації обмежуються експлуатаційними вимогами до збереження проектних рівнів і нахилів.

В будівельній практиці часто застосовують комбіновані конструктивні схеми, проектуючи наземну частину будівлі по жорсткій схемі, а підземну – по податливій або навпаки.

3.2. ДОПУСТИМІ і ГРАНИЧНІ ДЕФОРМАЦІЇ МІСЬКИХ БУДІВЕЛЬ У РІЗНИХ ҐРУНТОВИХ УМОВАХ

Достатньо складною і дискусійною проблемою є установлення допустимих деформацій і пошкоджень будівель, викликаних деформаціями основи. Саме́ поняття деформованості будівлі, спричиненої осіданнями її основи на сьогоднішні день досить невизначене і суб'єктивне: одні дослідники відносять до числа деформованих будівлі, в конструкціях яких появились перші тріщини, інші вважають деформованою будівлю, яка повністю втратила свою експлуатаційну придатність.

Оцінюючи технічний стан будівлі чи споруди доцільно розглядати два види їх деформацій: ***допустимі і граничні.***

Допустимими *доцільно вважати деформації, при яких для подальшої експлуатації будівлі не потрібно ремонту або достатньо проведення поточних ремонтних і налагоджувальних робіт.*

У випадках, коли з експлуатаційних міркувань (наприклад, для забезпечення нормальних умов роботи технологічного обладнання) до конструкцій будівлі пред'являються підвищені вимоги стабільності їх положення, можуть задаватися занижені значення допустимих деформацій. І навпаки, - підвищені значення допустимих деформацій можуть задаватися для будівель, при яких забезпечується їх експлуатаційна надійність. Це стосується, в першу чергу, будівель з гнучкою конструктивною системою.

Граничними *доцільно вважати такі деформації, перевищення яких (навіть незначне) може викликати ава-*

рійний стан будівлі, втрату матеріальних цінностей чи буде загрожувати безпеці людей.

В технічній літературі допустимі деформації, що дають нижню оцінку параметрів напружено–деформованого стану (НДС) будівлі чи споруди, часто називають граничними. Правильніше граничними вважати деформації, що дають верхню оцінку параметрів деформованого стану, при яких все ще забезпечується несуча здатність конструкцій.

Під ***допустимими або граничними деформаціями будівлі*** *доцільно розуміти спільні деформації основи і будівлі, які характеризуються середнім осіданням окремого фундамента чи всієї будівлі, відносним прогином чи вигином, кривизною прогнутої (вигнутої) ділянки будівлі, відносною нерівномірністю осідань фундаментів, нахилом, кутом закручування, горизонтальним зміщенням будівлі чи її фундаменту.*

Під ***допустимими або граничними деформаціями основи*** *слід розуміти вихідну (до зведення будівлі) деформативність основи, яка характеризується: модулями деформації шарів ґрунту; осіданнями основи від навантажень на його поверхні (без урахування впливу жорсткості конструкцій будівлі на релаксацію навантажень на основу); осіданнями поверхні основи, спричиненими підземними роботами, пониженням РГВ, карстово-суфозійними процесами і таке інше.*

Основні результати в області досліджень з установлення ***допустимих деформацій будівель*** були одержані в 50÷60-х роках минулого століття, в подальшому вони доповнювались і уточнялись. ***Допустимі деформації будівель*** установлювались, як правило, шляхом статистичної обробки результатів натурних спостережень за осіданнями будівель і співставлення цих осідань з де-

формаціями і пошкодженнями конструкцій. Необхідно зауважити, що одержані в різних країнах і в різних ґрунтових умовах значення осідань міських будівель, які викликають недопустимі пошкодження конструкцій, виявились достатньо близькими. Недоліком такого методу установлення ***допустимих деформацій будівель*** є те, що одержані висновки можуть бути використані тільки для будівель, аналогічних дослідженим і запроектованим при тих самих запасах міцності.

Другий напрямок виявлення допустимих деформацій будівель полягає в теоретичному дослідженні НДС конструкцій, викликаного деформаціями основи.

Значення допустимих осідань основ і різниці осідань фундаментів будівель залежать від чутливості останніх до нерівномірності осідань. Як відомо, усі будівлі за їх чутливістю до нерівномірних осідань діляться на три групи: *а**бсолютно гнучкі будівлі, будівлі кінцевої жорсткості та абсолютно жорсткі будівлі і споруди.***

В конструкціях абсолютно гнучких будівель не виникають зусилля від нерівномірних осідань (каркасні будівлі у вигляді шарнірно-зв'язкових систем, одноповерхові будинки). Під навантаженням від гнучких споруд ґрунти основи деформуються і будівлі, в свою чергу, деформуючись, рухаються за деформаціями основи. Якщо споруда абсолютно гнучка, то вона «пристосовується» до деформацій основи і ніяких додаткових зусиль в її конструкціях не виникає. Для забезпечення нормальних умов експлуатації великі за протяжністю споруди розділяються на блоки (секції) з улаштуванням між ними вертикальних деформаційних швів, які часто передбачають можливість їх вирівнювання (див. рис. 3.1, *а*).

В конструкціях будівель кінцевої жорсткості виникають зусилля від нерівномірних осідань і значення цих зусиль залежать від величини спільних деформацій основи і будівлі (каркасні будівлі у вигляді рамних систем з жорсткими вузлами, безкаркасні багатоповерхові будинки). Вони можуть рухатися за осіданнями основи лише частково і залежно від жорсткості конструкцій, можуть забезпечувати ту чи іншу ступінь вирівнювання нерівномірних осідань основи (див. рис. 3.1, *б*).

Для абсолютно жорстких будівель і споруд (димові труби, силоси, щогли, споруди баштового типу, багатоповерхові каркасні і безкаркасні будівлі), підземні споруди, в яких недопустиме порушення суцільності огороджувальних конструкцій і таке інше, суттєвий вплив на зусилля в їхніх конструкціях має тільки нахил земної поверхні (рис. 3.1, *в*).

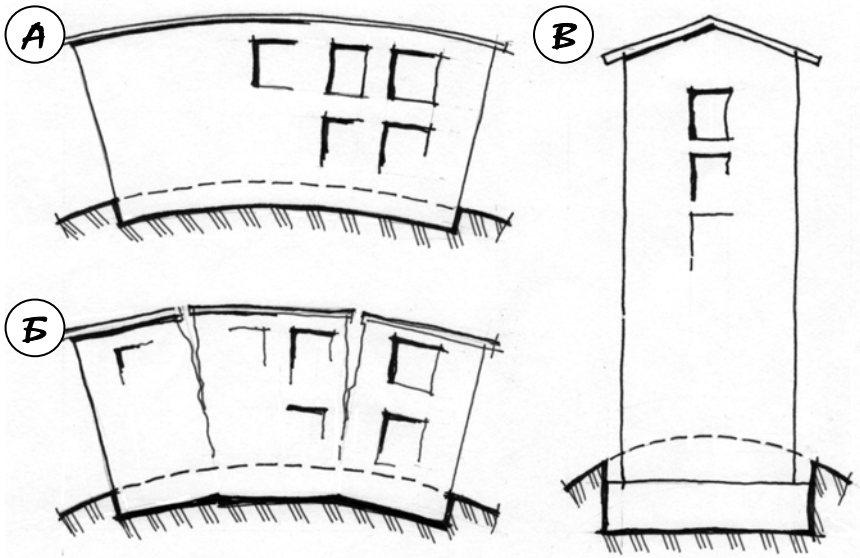


Рис. 3.1. Робота споруд абсолютно гнучких (*а*), споруд кінцевої жорсткості (*б*) та абсолютно жорстких (*в*) на нерівномірно деформованих основах

При визначенні допустимих і граничних значень деформацій міських будівель доцільно виділяти ***чотири типи ґрунтових умов***:

I – Природна основа будівлі на глибині більше 6.0 м представлена ґрунтами з модулем деформації $E \geq$ 30.0 МПа (тверді глини, гравіюваті, крупні та середньої крупності піски щільної будови, пісковики і таке інше). Ґрунти, що залягають вище, володіють дещо нижчими показниками міцності та деформативності ($E \leq$ 15.0 МПа) (див. рис. 3.2, *а*). Ґрунтові води на період вишукувань відсутні, підйом РГВ і підтоплення неможливі, потенційно можливе тільки локальне замочування.

II – Природна основа представлена ґрунтами однорідного складу як по глибині, так і в плані з коефіцієнтом варіації $v \leq 10\%$, або витриманими по товщині і з похилом не більшим за 1÷2% пластами ґрунтів (див. рис. 3.2, *б*). Ґрунтові води на період вишукувань представлені стабільним рівнем, можливий незначний підйом ґрунтових вод, підтоплення території неможливе.

III – Природна основа представлена різнорідними ґрунтами як за номенклатурою, так і за властивостями. Можливі виклинювання шарів ґрунту, наявність декількох водоносних горизонтів (див. рис. 3.2, *в*). Наявність прошарків щільних ґрунтів з E = 18.0÷20.0 МПа невеликої потужності (до 1.0 м). Ґрунтові води на період вишукувань представлені стабільним рівнем, можливі значний природний або техногенний підйоми ґрунтових вод і підтоплення території.

IV – Природна основа представлена різноманітними комбінаціями умов II-ї і III-ї груп. Ґрунтові води представлені двома і більше рівнями.

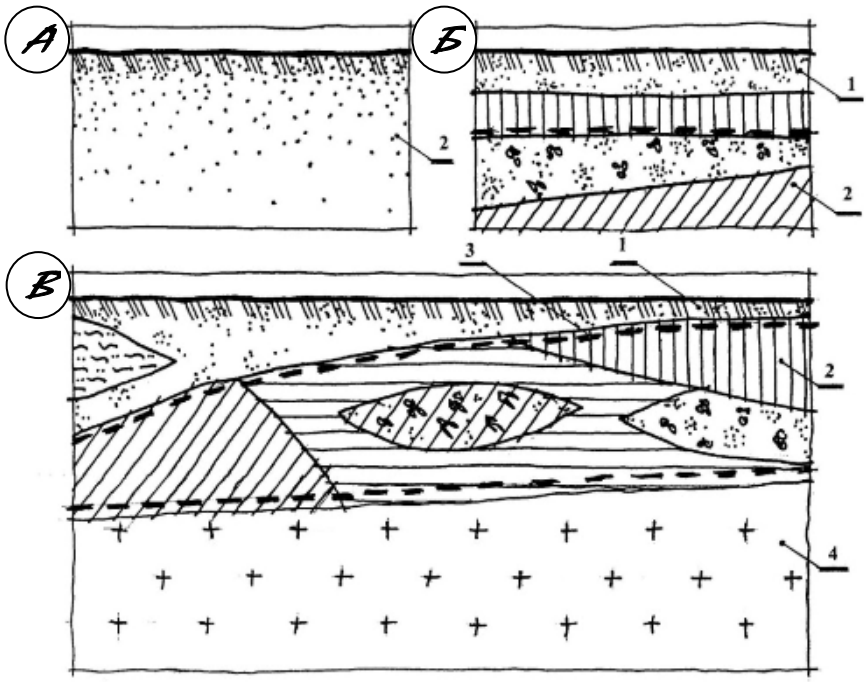


Рис. 3.2. Типи ґрунтових умов міських територій:
А, Б, В – інженерно-геологічні розрізи відповідно I, II, III-го типів ґрунтових умов міських територій; 1 – ґрунтово-рослинний шар і (або) техногенні насипні ґрунти; 2 – інженерно-геологічні елементи (ІГЕ); 3 – рівень ґрунтових вод (WL); 4 – елювій кори вивітрювання скельних ґрунтів (як варіант)

Ґрунтові умови ***I***-го і в значній мірі ***II***-го типу відносяться до звичайних (простих) ґрунтових умов, якщо вони складені піщаними, глинистими (непросадковими і ненабрякаючими), крупнообломочними і скельними ґрунтами. Для таких ґрунтових умов найповніші дані по граничних деформаціях містяться в таблицях нормативних документів, зокрема [7; 8]. Вказані дані базуються на аналізі матеріалів натурних спостережень за осіданнями основ і на порівнянні цих осідань зі станом конструкцій та умовами їх експлуатації.

Необхідно зауважити, що даними цих таблиць можна користуватися в таких випадках:

- тільки для наведених в таблиці будівель, коли їх конструкції не розраховані на зусилля, що виникають при взаємодії будівлі з основою;

- якщо відсутні додаткові вимоги до деформацій будівлі (зміна проектних рівнів, положень будівлі, окремих його елементів та обладнання і таке інше);

- при структурно стійких ґрунтах, коли деформації основи відбуваються через ущільнення ґрунту під впливом навантажень, що передаються фундаментами.

Наведені в таблицях значення граничних деформацій будівель певною мірою гарантують від появи недопустимих для нормальної експлуатації будівель тріщин і пошкоджень, а також змін проектних рівнів.

Важливо знати, що табличні значення відображають спільну деформацію основи і будівлі, де велику роль відіграє її жорсткість. Проте, в багатьох випадках, при розрахунку деформацій основи для порівняння їх з допустимими величинами, жорсткість будівлі часто не враховується, тобто нерівномірність осідань основи визначається без урахування перерозподілу навантажень між фундаментами. Такий підхід оправданий для гнучких споруд, а для жорстких іде в «запас міцності".

На основі узагальнення досвіду експлуатації великої кількості різних будівель і проведеного статистичного і фізичного аналізу взаємозв'язку деформацій земної поверхні і досліджуваних об'єктів установлені значення допустимих і граничних деформацій міських будівель.

Для порівняння в таблиці 3.1 наведені дані по допустимих деформаціях будівель, що пропонуються різ-

ними вітчизняними і зарубіжними рекомендаціями, стандартами і першоджерелами.

Таблиця 3.1

Допустимі деформації міських будівель і споруд

Споруди та елементи конструкцій	Відносна різниця осідань $\Delta S/l$	Крен i	Середнє S або максимальне (S_{max}) осідання, см
1	2	3	4
За стандартом Австралії проектування фундаментів житлових будинків у простих інженерно-геологічних умовах [9]			
1. Рамні каркаси з несучими і самонесучими огороджувальними конструкціями	0.0033	-	(4.0)
2. Шарнірно приєднані кам'яні облицювання	0.0025	-	(3.0)
3. Навісні кам'яні облицювання	0.0017	-	(2.0)
4. Шарнірно приєднані суцільні кам'яні кладки	0.0013	-	(1.5)
5. Суцільні кам'яні кладки (тут S_{max} – макс. різниця осідань)	0.0005	-	(1.0)
За рекомендаціями Дж. Ф. Сауерса в простих інженерно-геологічних умовах [10]			
6. Збірні залізобетонні каркаси будівель	0.0025÷ ÷0.004	-	(5.0÷10.0)
7. Металеві каркаси будівель нерозрізні	0.002	-	(5.0÷10.0)
8. Те саме, з шарнірними зв'язка-ми колон з ригелями	0.005	-	(5.0÷10.0)
9. Одноповерхові цегляні промислові будівлі (при появі тріщин в стінах)	0.002	-	-

продовження табл. 3.1

1	2	3	4
10. Високі цегляні нерозрізні стіни	0.0005÷ ÷0.001	-	(2.5÷5.0)
11. Залізобетонні несучі стіни	0.003	-	-
12. Складські споруди	-	0.01	-
13. Димові труби і башти	-	0.004	-
14. Турбогенератори	-	0.0002	-
15. Кранові шляхи	-	0.003	-
16. Підлоги з водостоками	-	0.01÷ ÷0.02	-
За рекомендаціями П. А. Коновалова і Ю. К. Іванова в простих інженерно-геологічних умовах [11]			
17. Резервуари металеві об'ємом V, тис. м^3: - $V \leq 10$ для днища	0.008 / 0.003	0.007 / 0.005	11.0 / 8.0
- $10 < V \leq 20$ для днища	0.006 / 0.0025	0.007 / 0.005	15.0 / 10.0
- $10 < V \leq 20$ для контура	0.01 / 0.008	-	-
- $20 < V \leq 60$ для днища	0.004 / 0.002	0.007 / 0.005	18.0 / 13.0
- $20 < V \leq 60$ для контура	0.01 / 0.01	-	-
(Тут для днища діаметром l = 6 м: в чисельнику – при нормальній експлуатації; в знаменнику – при гідравлічних випробуваннях)			
За рекомендаціями С.М. Клєпікова та І.О. Розенфельда для будівель із конструктивними заходами захисту від деформацій основ на просадкових ґрунтах [12]			
18. Одноповерхові каркасні з шарнірним закріпленням ригелів до колон у двох напрямках при кроці колон 6 і 12 м і безкаркасні будівлі при $H / (2l) \leq 0.75$	-	-	400

продовження табл. 3.1

1	2	3	4
19. Те саме, з жорстким закріпленням ригелів до колон в поперечному напрямку і шарнірним в поздовжньому, при кроці колон 6 і 12 м	-	-	250
20. Багатоповерхові каркасні будівлі рамної, рамно-зв'язкової системи висотою не більше 5 поверхів; безкаркасні будівлі при $H / (2l) \leq 0.75$	-	0.008	200
21. Багатоповерхові каркасні будівлі рамні і безкаркасні при $H / (2l) > 0.75$ на плитних фундаментах	-	0.008	250÷400
Примітка: $2l$ – довжина будівлі.			
За рекомендаціями С.Н. Сотникова для існуючих будівель, поблизу яких планується зведення нових [13]			
22. Безкаркасні будівлі зі стінами з крупних панелів при ступені пошкоджень: **- I**	0.002	0.004	(4.0)
- II	0.001	0.002	(3.0)
- III	0.0007	0.002	(2.0)
23. Безкаркасні будівлі зі стінами з цегли чи з крупних блоків без армування при ступені пошкоджень:	0.003	0.004	(4.0)
- I	0.0015	0.002	(3.0)
- II	0.001	0.002	(2.0)
- III			
24. Те саме, з армуванням або залізобетонними поясами при ступені пошкоджень: **- I**	0.0035	0.004	(6.0)
- II	0.0018	0.004	(4.0)
- III	0.0012	0.003	(3.0)

Примітки до табл. 3.1: в позиціях 22÷24 – S_{max} – додаткове осідання існуючої будівлі біля лінії примикання нової.

При встановленні допустимих і граничних значень перекосів $\Delta S/l$ міських будівель за основний критерій при оцінці їх пошкоджень приймалась ширина розкриття тріщин в стінах і фундаментах (див. табл. 3.2).

На базі багаторічного досвіду експлуатації цивільних будівель установлено, що для звичайних (типових) міських житлових і адміністративних будівель окремі тріщини в стінах і фундаментах з розкриттям до a_{crc} = 10 мм, як правило, не призводять до порушення режиму експлуатації. Разом з тим для будівель іншого призначення, наприклад лікарень, театрів, шкіл і таке інше, такі пошкодження тягнуть за собою зміни режиму експлуатації. Через це визнаний необхідним розподіл будівель на ряд груп, подібних за характером експлуатації, громадської значимості і конструктивних особливостей будівлі. В табл. 3.2 допустимі перекоси прийняті в межах 0.0018÷0.0032 залежно від призначення і поверховості будівлі (для подібних будівель у звичайних ґрунтових умовах прийняте одне значення – 0.002). Перевагою табл. 3.2 і 3.3 є те, що вони містять значення граничних деформацій будівель. Співставляючи значення допустимих і граничних деформацій можна установити запас міцності будівлі, що важливо для вибору заходів захисту будівель від нерівномірних деформацій основи.

Для деяких конструкцій каркасних, крупнопанельних і крупноблочних будівель в табл. 3.4 наведені граничні перекоси елементів, визначених на основі проведених експериментальних досліджень, підтверджених нелінійними статичними розрахунками, і по даних натурних обстежень конструкцій, які експлуатуються в складних інженерно-геологічних умовах.

Таблиця 3.2

Допустимі і граничні деформації будівель з несучими цегляними стінами без армування на підроблюваних територіях (2*l* – довжина будівлі)

Тип будівлі	Кількість поверхів	Відносна різниця осідань $\Delta S/l$		Ширина розкриття тріщин в стінах і фундаментах a_{crc}, мм			
		допустима	гранична	допустима		гранична	
				середня	максимальна	середня	максимальна
1	2	3	4	5	6	7	8
Громадські будівлі особливої значимості, монументальні будівлі, будівлі з великими залами прольотом більше 18.0 м	1÷3 4÷5	0.002 0.0018	0.0036 0.0022	2.0 2.5	3.0 4.0	11.0 6.0	16.0 9.0
Дитячі дошкільні заклади, лікарні, поліклініки, школи, театри	1÷3 4÷5	0.0024 0.002	0.004 0.0026	3.0 4.0	5.0 6.0	15.0 8.0	25.0 12.0
Житлові будівлі, готелі	1÷3 4÷5	0.0028 0.0022	0.004 0.0026	6.0 5.0	9.0 7.0	15.0 8.0	25.0 12.0
Заклади громадського обслуговування, допоміжні будівлі	1÷3 4÷5	0.0032 0.0024	0.004 0.0026	7.0 7.0	11.0 10.0	15.0 8.0	25.0 12.0

Таблиця 3.3

Допустимі і граничні нахили інженерних споруд
і технологічного обладнання на підроблюваних територіях

Споруди і технологічне обладнання	Нахил i	
	допустимий	граничний
1	2	3
Силосні корпуси довжиною до 30 м на залізобетонному фундаменті	0.007	0.012
Водонапірні башти на бетонному фундаменті	0.008	0.012
Вугільні башти	0.008	-
Димові труби цегляні і залізобетонні висотою H, м:		
$H \leq 20$	0.01	0.014
$20 < H \leq 30$	0.008	0.014
$30 < H \leq 40$	0.007	0.014
$40 < H \leq 50$	0.006	0.014
$50 < H \leq 60$	0.005	0.010
$60 < H \leq 70$	0.0045	0.010
$70 < H \leq 100$	0.004	0.010
Телевізійні і радіорелейні башти висотою H, м:		
- $H \leq 50$	-	0.007
- $H > 50$	-	0.005
Металеві копри	0.006	-
Поршневі компресори	0.004	0.006
Підкранові шляхи мостових кранів:		
- в поперечному напрямку	0.005	-
- в повздовжньому напрямку	0.006	-
Токарні і поздовжньо-стругальні крупно-габаритні (довжиною більше 6.0 м) верстати	0.005	-

Таблиця 3.4

Граничні перекоси конструкцій каркасних, крупнопанельних, крупноблочних і цегляних будівель в складних ІГУ

№ з/п	Конструкції	Перекоси $\Delta S/l$
1	2	3
1.	Монолітні залізобетонні балки каркасів з бетону класу ≤ В10 з площею стиснутої опорної арматури менше 20% площі розтягнутої	0.001
2.	Те саме, з бетону класу В10÷В15 з площею стиснутої опорної арматури 20÷30% площі розтягнутої	0.003
3.	Те саме, з бетону класу ≥ В15 з площею стиснутої опорної арматури більше 50% площі розтягнутої	0.005
4.	Збірні залізобетонні балки каркасних будівель	0.007
5.	Перемички крупноблочних будинків	0.01
6.	Перемички комплексного січення крупнопанельних будинків, які включають надпроємну частину нижньої панелі, ділянку перекриття і підпроємну частину верхньої панелі по промах: - віконних - балконних	 0.005 0.01
7.	Металеві балки каркасних будівель	0.015
8.	Залізобетонні колони з площею поперечного січення менше 0.1 м^2	0.004
9.	Те саме, більше 0.15 м^2	0.002
10.	Металеві колони	0.01
11.	Перемички комплексного січення цегляних будинків, які включають залізобетонну перемичку і розміщену над нею цегляну кладку	0.004
12.	Те саме, які включають залізобетонний пояс симетричного січення і цегляну кладку	0.007
13.	Цегляні колони	0.004

В табл. 3.5 для порівняння наведені допустимі і граничні перекоси поверхів деяких міських будівель у горизонтальному напрямку, прийняті в сейсмостійкому будівництві. Неперевищення вказаних значень перекосів попереджує значні пошкодження несучих конструкцій і забезпечує експлуатаційну надійність та геостійкість міських будівель при сейсмічних впливах.

Таблиця 3.5

Допустимі і граничні горизонтальні перекоси поверхів, прийняті в сейсмостійкому будівництві

№ з/п	Конструкції будівель	Горизонтальний перекос поверху $\Delta u/h$	
		допустимий	граничний
1	2	3	4
1	Багатоповерхові металеві каркаси: - рамний; - рамно-зв'язковий і зв'язковий; - просторовий рамно-зв'язковий	 0.0025 0.0020 0.0017	 0.0067 0.0040 0.0025
2	Багатоповерхові залізобетонні рамні каркаси з навісними панелями	-	0.4000
3	Багатоповерхові залізобетонні рамно-зв'язкові каркаси і безкаркасні крупнопанельні будівлі	-	0.0025
4	Несучі стіни з цегляної кладки	-	0.0020

3.3. ДОПУСТИМІ і ГРАНИЧНІ ПОШКОДЖЕННЯ МІСЬКИХ БУДІВЕЛЬ

Пошкодження в конструкціях міських будівель, викликані нерівномірними деформаціями основ, як правило, проявляються у вигляді тріщин у фундаментах, стінах, перекриттях, балках, а також у вигляді прогинів і переміщень елементів перекриттів, горизонтальних прогинах колон, горизонтальних переміщеннях каркасу, тріщин у вузлах з'єднання, розкритті тріщин між елементами каркасу та огороджувальними конструкціями, крену (повороту) фундаментів (див. рис. 3.3–3.20).

У звичайних ґрунтових умовах деформації ґрунтових основ найактивніше розвиваються в період будівництва і продовжуються по різному в період експлуатації. Якщо при цьому в конструкціях появляються будь-які пошкодження, то значна частина їх легко ліквідовується в процесі зведення будівлі.

В складних ґрунтових умовах небезпечні для міських будівель деформації ґрунтових основ виникають, як правило, в період експлуатації.

Про класифікацію пошкоджень каркасних і безкаркасних міських будівель дають уяву таблиці 3.6–3.8.

Треба знати, що у звичайних ґрунтових умовах при зведенні нижніх поверхів (коли просторова жорсткість будівлі ще мала), фіксуються найбільші нерівномірності осідань, які вирівнюються в процесі збільшення поверховості і відповідно збільшення загальної жорсткості будівлі.

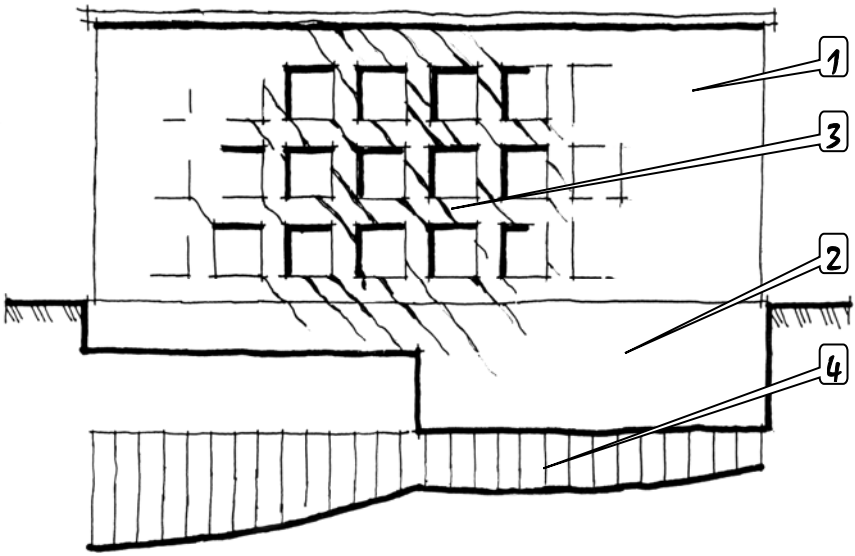


Рис. 3.3. Пошкодження при неправильному влаштуванні фундаментно-підвальної частини будівлі: *1 – нова будівля; 2 – фундаментно-підвальна частина будівлі; 3 – зона появи і розвитку тріщин; 4 – епюра осідань фундаментів*

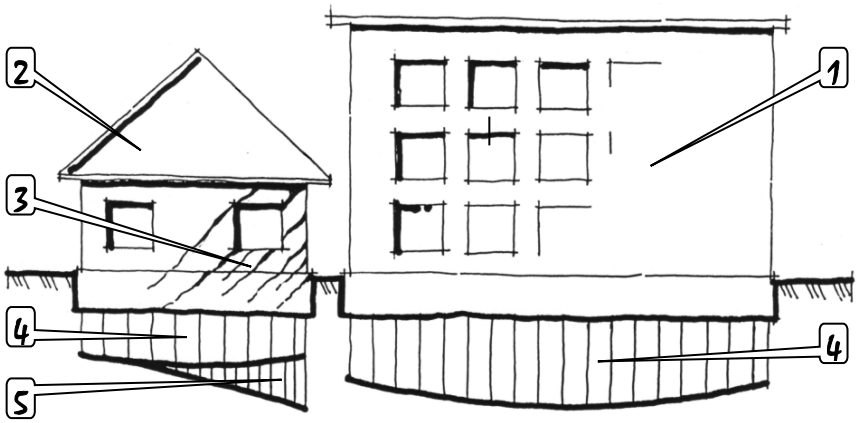


Рис. 3.4. Пошкодження при зведенні нової будівлі біля існуючої: *1 – нова будівля; 2 – існуюча будівля; 3 – зона появи і розвитку тріщин; 4 – епюра осідань фундаментів; 5 – епюра додаткових осідань фундаментів*

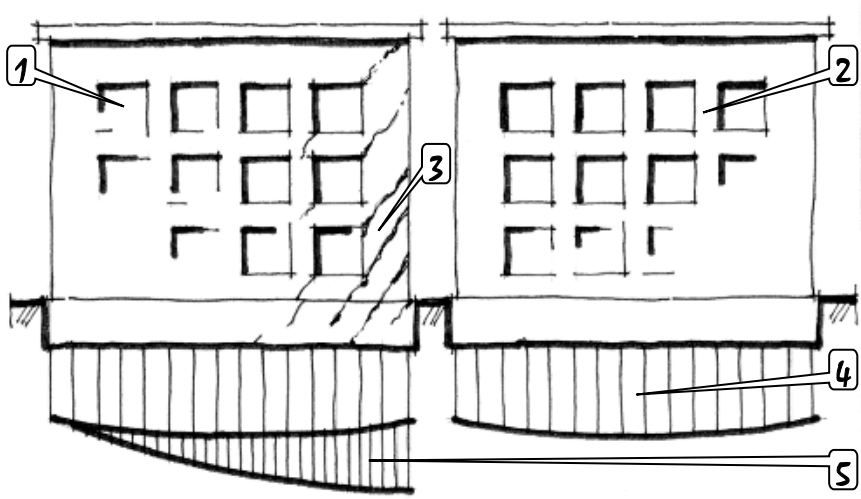


Рис. 3.5. Пошкодження при зведенні будівель в декілька черг:
1 – будівля першої черги будівництва; 2 – будівля другої черги будівництва; 3 – зона появи і розвитку тріщин; 4 – епюра осідань фундаментів; 5 – епюра додаткових осідань фундаментів

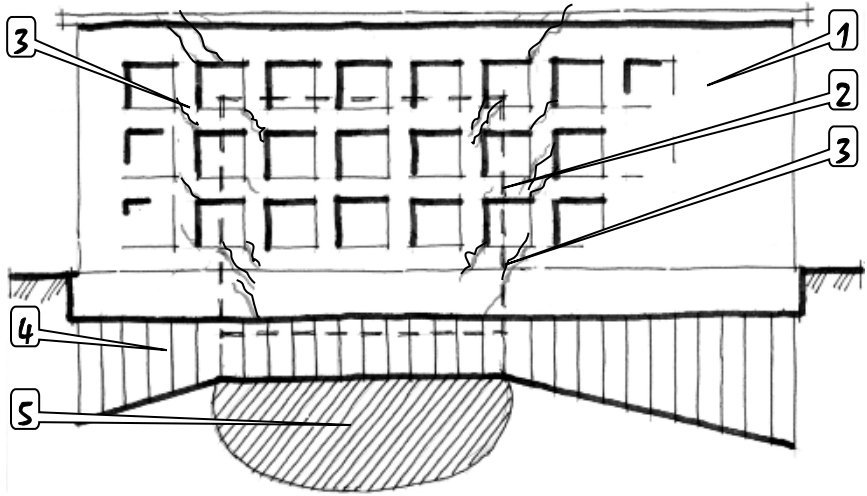


Рис. 3.6. Пошкодження при зведенні нової будівлі на місці знесеної:
1 – новобудова; 2 – контури раніше знесеної будівлі; 3 – зони появи і розвитку тріщин; 4 – епюра осідань фундаментів новобудови; 5 – зона ущільненого грунту

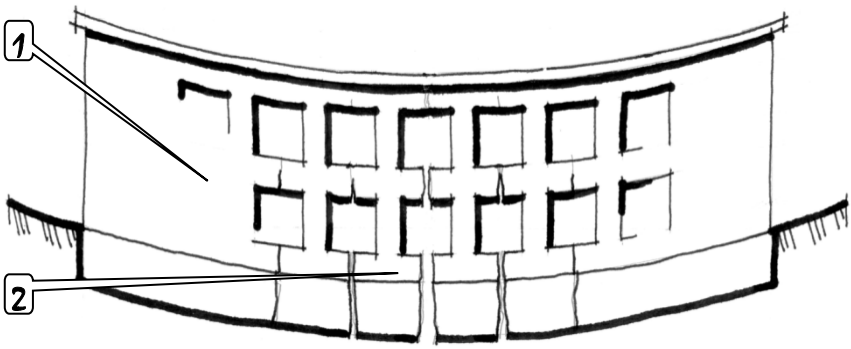


Рис. 3.7. Пошкодження малоповерхової будівлі при прогині основи:
1 – деформована будівля; 2 – зона появи і розвитку тріщин

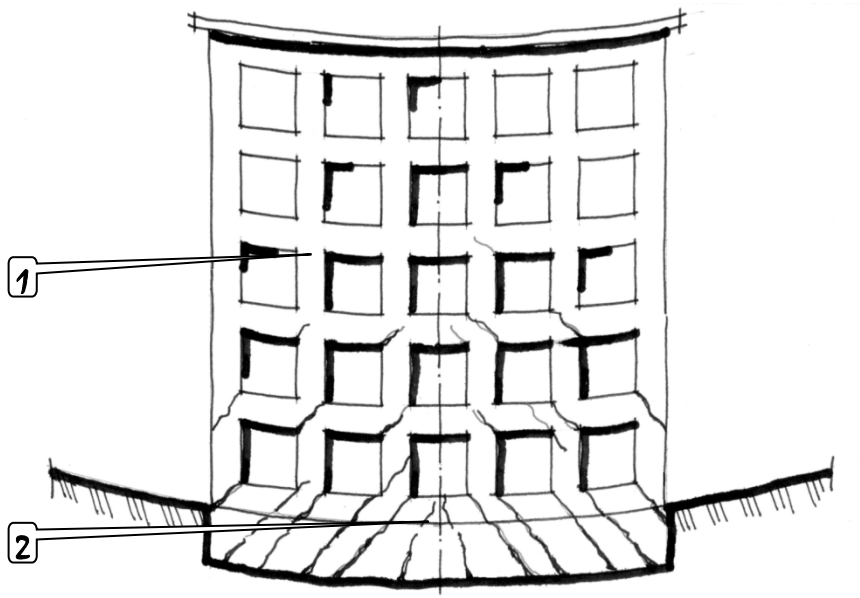


Рис. 3.8. Пошкодження багатоповерхової будівлі при прогині основи: *1 – деформована будівля; 2 – зона появи і розвитку тріщин*

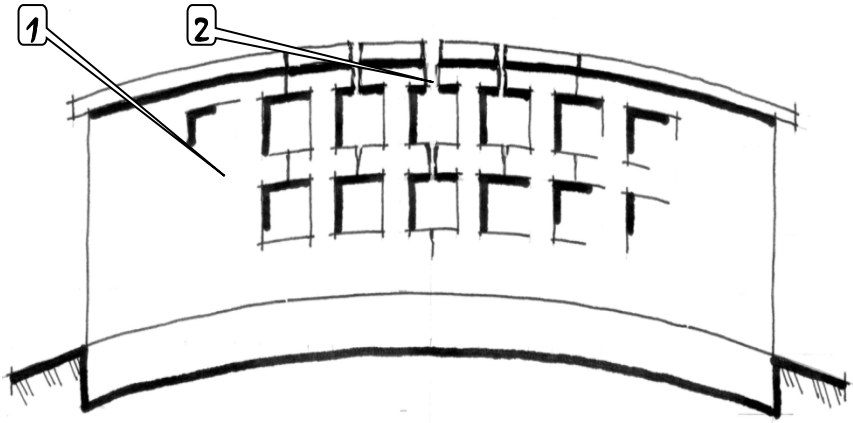


Рис. 3.9. Пошкодження малоповерхової будівлі при вигині основи:
1 – деформована будівля; 2 – зони появи і розвитку тріщин

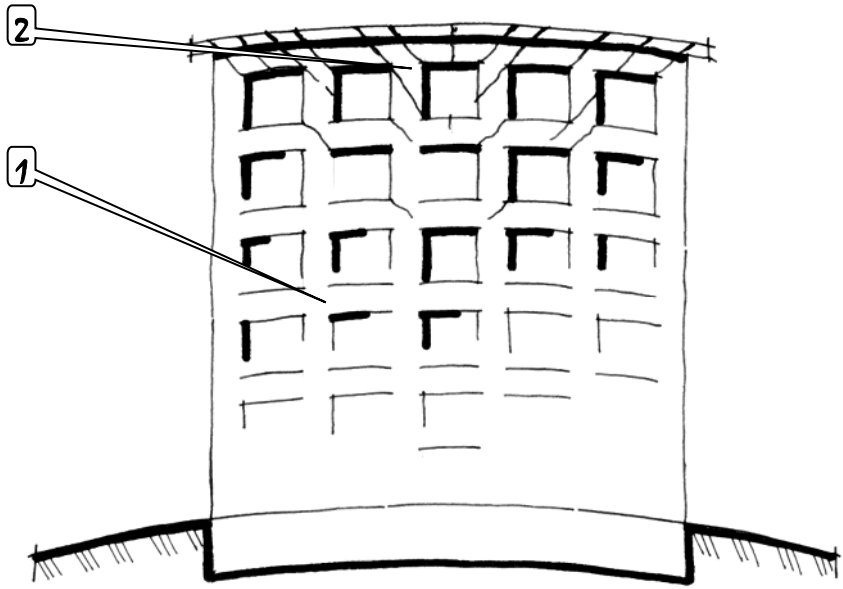


Рис. 3.10. Пошкодження багатоповерхової будівлі при вигині основи: *1 – деформована будівля; 2 – зона появи і розвитку тріщин*

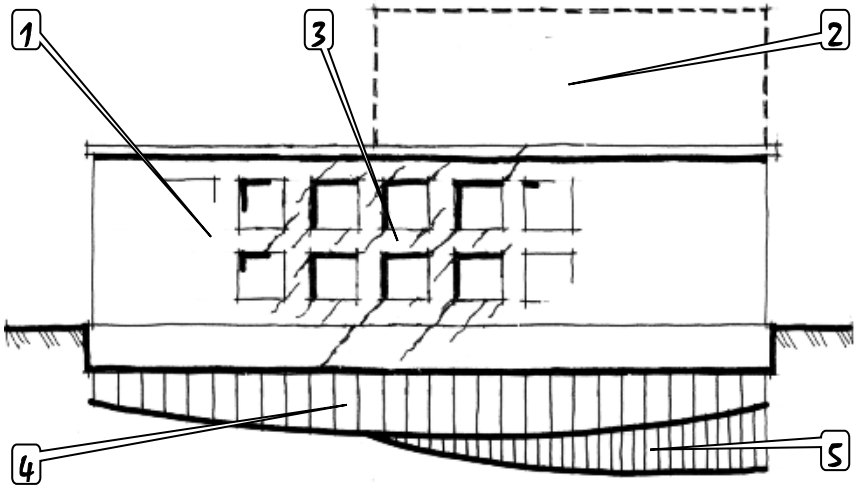


Рис. 3.11. Пошкодження при надбудові додаткових поверхів:
1 – існуюча будівля; 2 – надбудова над частиною будівлі; 3 – зони появи і розвитку тріщин; 4, 5 – відповідно епюри осідань фундаментів до і після надбудови додаткових поверхів

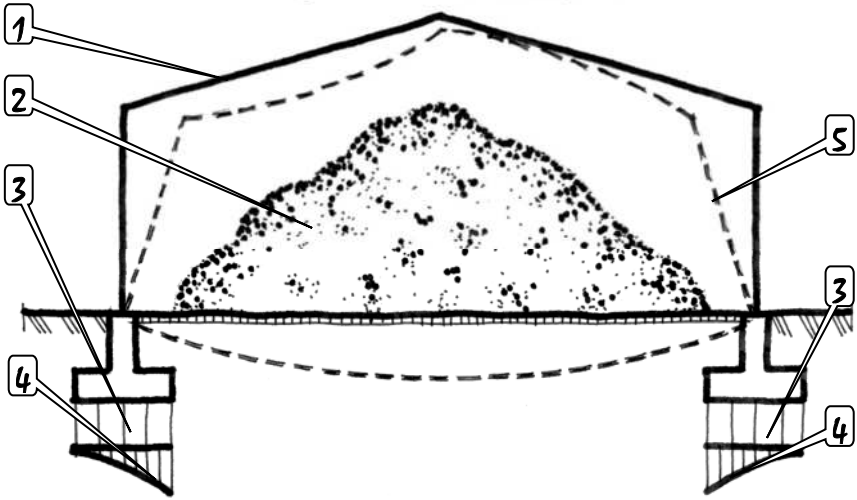


Рис. 3.12. Деформації при перенавантаженні підлоги будівлі сипким матеріалом: *1 – проектне положення будівлі; 2 – сипкий матеріал; 3, 4 – епюри осідань фундаментів до і після укладки сипкого матеріалу; 5 – положення будівлі після деформацій її несучих конструкцій*

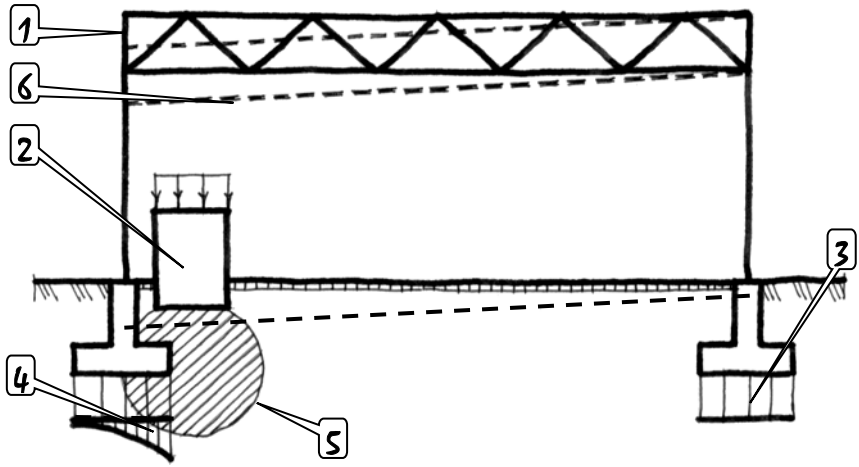


Рис. 3.13. Деформації при влаштуванні фундаментів під важке обладнання: *1 – проектне положення будівлі; 2 – додаткове важке обладнання; 3, 4 – епюри осідань фундаментів до і після установки важкого обладнання; 5 – межа зони ущільненого ґрунту; 6 – положення будівлі після деформацій її несучих конструкцій*

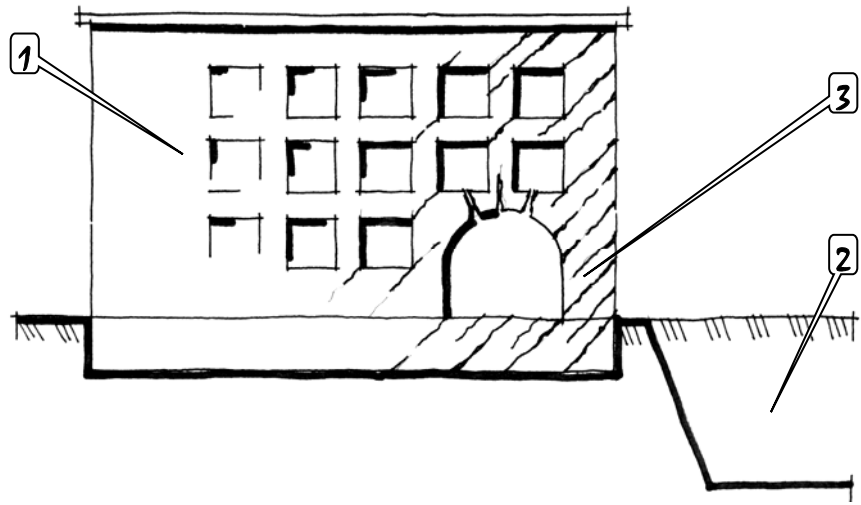


Рис. 3.14. Пошкодження при влаштуванні котлованів біля існуючих будівель: *1 – існуюча будівля; 2 – котлован під фундаменти нової будівлі; 3 – зона появи і розвитку тріщин*

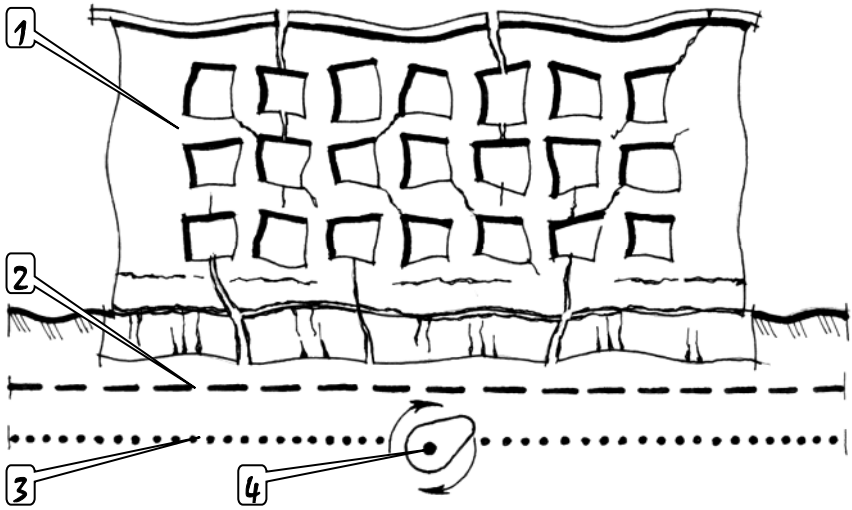


Рис. 3.15. Пошкодження при зміні РГВ або вібраційному навантаженні на основу: *1 – існуюча будівля; 2 – природний рівень ґрунтових вод; 3 – техногенний рівень ґрунтових вод; 4 – джерело вібраційного навантаження на ґрунтову основу*

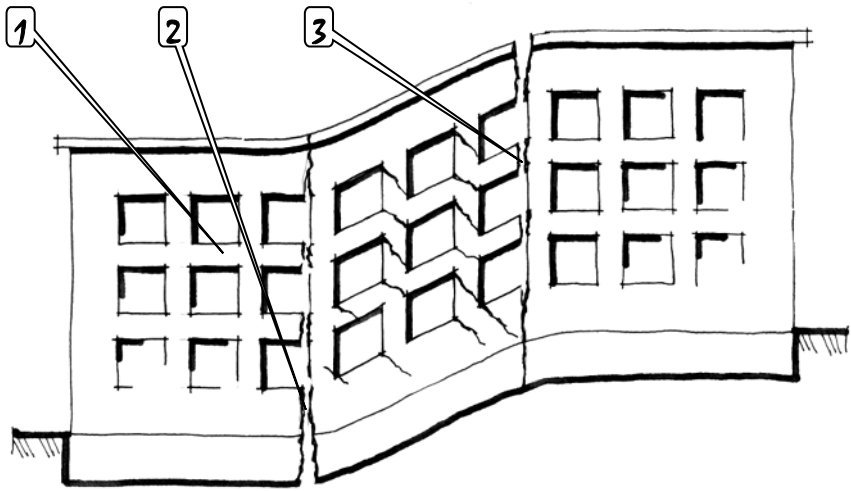


Рис. 3.16. Пошкодження будівлі при уступі ґрунтової основи: *1 – деформована будівля; 2 – зони появи і розвитку тріщин*

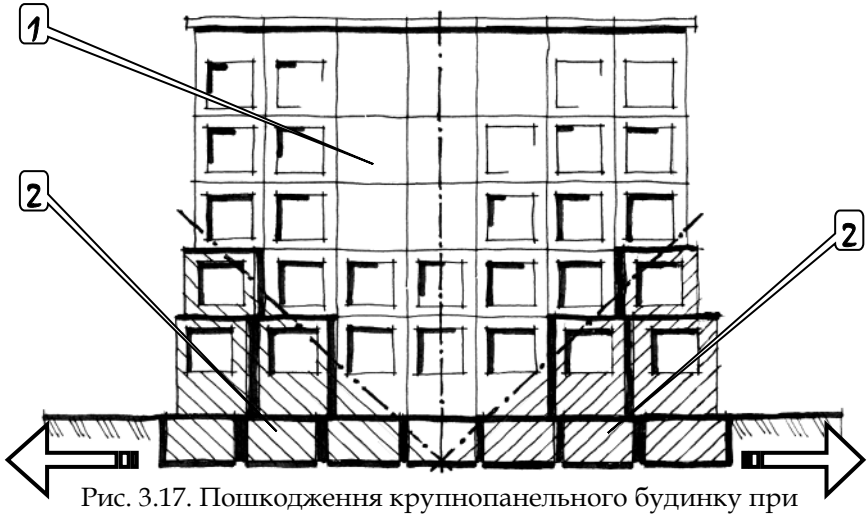


Рис. 3.17. Пошкодження крупнопанельного будинку при горизонтальному розтягуванні ґрунтової основи: *1 – деформована будівля; 2 – зони появи і розвитку тріщин у швах між стіновими панелями*

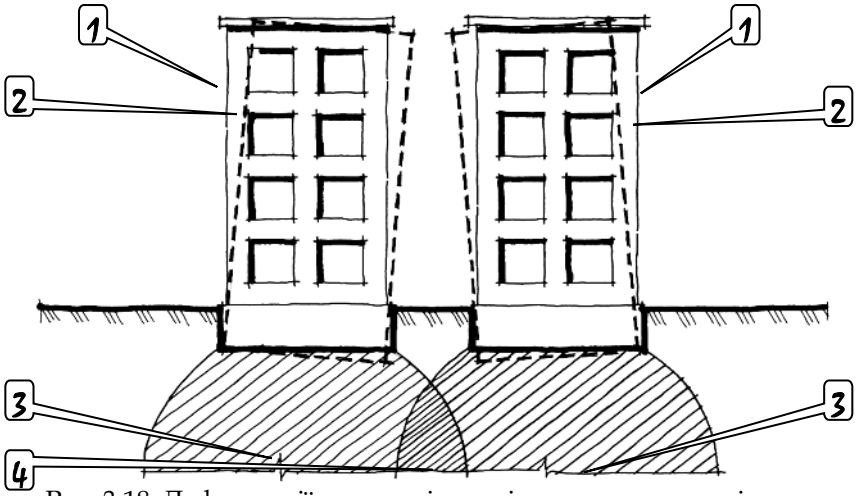


Рис. 3.18. Деформації у вигляді зустрічного нахилу суміжних високих будівель: *1 – проектне положення суміжних високих будівель; 2 – положення суміжних будівель після їх нахилу (крену) внаслідок взаємного впливу тисків від фундаментів; 3 – зони ущільненого ґрунту; 4 – зона додаткового ущільнення ґрунту основи*

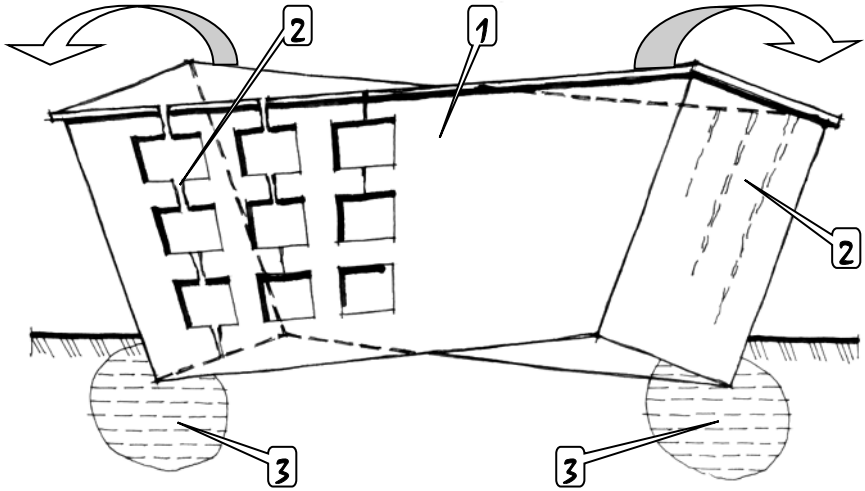


Рис. 3.19. Деформації скручування при аварійному замочуванні ґрунтової основи: *1 – положення будівлі після деформацій основи; 2 – зони появи і розвитку тріщин; 3 – зони ослабленого ґрунту в протилежних торцевих частинах будівлі*

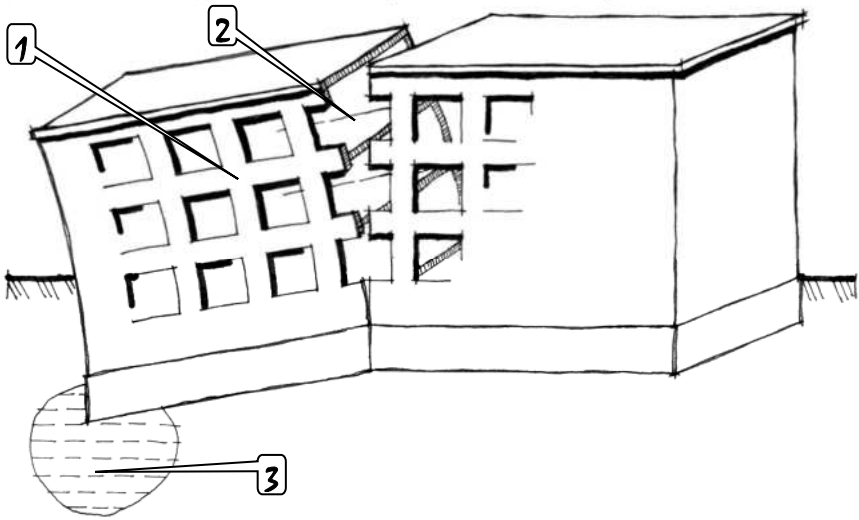


Рис. 3.20. Деформації перекосу частини будівлі при наявності зони ослабленого ґрунту в торцевій частині будівлі: *1 – положення будівлі після деформацій основи; 2 – зона появи і розвитку тріщин; 3 – зона ослабленого ґрунту в торцевій частині будівлі*

Таблиця 3.6

Класифікація пошкоджень безкаркасних будівель за стандартом Австралії [9]

Ступінь пошкоджень	Ширина розкриття тріщин	Характер пошкоджень
1	2	3
0	< 0.1 мм	Волосяні тріщини. Не приймаються до уваги.
1 (дуже незначний)	< 1.0 мм	Дрібні тріщини на внутрішніх стінах, які легко ліквідуються. Майже невидимі тріщини на зовнішніх стінах.
2 (незначний)	< 5.0 мм	Багато тріщин на внутрішніх стінах, які легко затираються. Небагато видимих тріщин на зовнішніх стінах.
3 (помірний)	5÷15 мм	Двері і вікна заклинюють. Можливі розриви трубопроводів. Невеликі ділянки кладки можуть потребувати заміни.
4 (важкий)	15÷25 мм	Значний перекіс віконних і дверних блоків, значні нахили підлог, стін чи будівлі в цілóму. Балки перекриттів частково зсуваються з опорних ділянок. Є розриви трубопроводів.
5 (дуже важкий)	> 25 мм	Балки перекриттів виходять з опор, стіни мають великі нахили. Вікна перекошені або зруйновані. Є небезпека обрушення стін і перекриттів.

Таблиця 3.7

Допустимі і граничні пошкодження безкаркасних будівель і споруд згідно досліджень [6; 14–16]

Технічний стан (ступінь пошкоджень)	Ширина розкриття тріщин, мм	Характер пошкоджень
1	2	3
I, нормальний, (дуже незначний)	Основна маса менше 0.1, частина з них менше 1.0	В несучих стінах пошкоджень і тріщин немає, в ненесучих та огороджувальних цегляних стінах і стиках панелів місцеві тріщини без ознак зсувів. Пошкоджень фундаментів немає.
II, задовільний, (незначний)	Основна маса менше 1.0, частина з них менше 5.0	Багато тріщин, що легко затираються, на внутрішніх і ненесучих стінах. Небагато видимих тріщин на зовнішніх і несучих стінах. Протяжність деяких з них до 1/2 висоти поверху. Можливі незначні перекоси дверей і вікон. В несучих цегляних стінах і в з'єднаннях безперервні в межах конструкції тріщини $\leq$ 3.0 мм, ознаки зсувів. Відносна різниця осідань фундаментів панельних будівель $\leq$ 0.0008, цегляних і блочних будівель без армування $\leq$ 0.0010, будівель з влаштованими залізобетонними поясами $\leq$ 0.0014. Нахил $\geq$ 0.003. Пошкодження фундаментів незначне.

продовження табл. 3.7

1	2	3
III, незадовільний (непридатний для нормальної експлуатації)	Основна маса менше 5.0, частина з них від 6 до 15	Незначні перекоси, заклинювання дверей і вікон. Пориви трубопроводів. Утворення вертикальних тріщин між поздовжніми і поперечними стінами протяжністю деяких з них на висоту поверху. Вертикальні тріщини по кінцях опор, які перетинають до 2-х рядів кладки. Наскрізні тріщини в стінах, зміщення в стиках ≥ 3.0 мм. Відносна різниця осідань фундаментів панельних будівель ≥ 0.0008, цегляних і блочних будівель без армування ≥ 0.0010, будівель із залізобетонними поясами ≥ 0.0014. Нахил ≥ 0,003. Фундаменти мають суттєві пошкодження, руйнування матеріалу.
IV, передаварійний (важкий)	Основна маса від 6 до 15, частина з них від 16 до 25	Значний перекіс віконних і дверних блоків, значні нахили підлог, стін (в межах поверху до 1/3 їх товщини) або будівлі в цілóму. Часткові зсуви балок перекриттів з опорних зон. Пориви трубопроводів. Необхідна заміна ділянок цегляних стін, особливо над проємами. Зміщення стін, стовпів, і фундаментів по горизонтальних швах. Пошкодження кладки під опорами балок.

продовження табл. 3.7

1	2	3
V, аварійний (непридатний для подальшої експлуатації)	Основна маса від 16 до 25, частина з них більше 25	Балки перекриттів виходять з опор, стіни мають великі нахили і вимагають підпирання. Вікна перекошені або зруйновані. Є небезпека обрушення стін і перекриттів. Необхідна часткова або повна перебудова будівлі. Обрушення елемента, структури взаємопов'язаних елементів або будівлі в цілому. Подальша експлуатація будівлі неможлива.

Таблиця 3.8

Допустимі і граничні пошкодження каркасних будівель і споруд згідно досліджень [6; 14–16]

Будівля, споруда	Категорія технічного стану	Деформації та пошкодження конструкцій
1	2	3
Виробничі і каркасні будівлі з повним каркасом	**I**	В елементах каркасу і фундаментах пошкоджень немає. В огороджувальних цегляних стінах, стиках панелів місцеві тріщини ≤ 1.0 мм без ознак зсуву.
	II	В елементах каркасу є місцеві тріщини до 0.5 мм. Тріщини в стиках стін і між плитами перекриттів, в огороджувальних конструкціях ≤ 5.0 мм при наявності ознак зсувів. Відносна різниця осідань фундаментів будівель з металевим каркасом більше 0.0001, для інших будівель – до 0.0003. Пошкодження фундаментів незначне.

продовження табл. 3.8

1	2	3
Виробничі і каркасні будівлі з повним каркасом (закінчення)	**III**	В елементах каркасу суцільні тріщини ≤ 1.0 мм, в стінах ≤ 5.0 мм, зміщення в стиках і між плитами перекриттів ≤ 5.0 мм. Відносна різниця осідань фундаментів будівель з металевим каркасом ≥ 0.0001, для інших будівель – ≤ 0.0003. Суттєві пошкодження фундаментів.
Будівлі і споруди, в конструкціях яких не виникають зусилля від нерівномірних осідань основи	**I**	В несучих конструкціях пошкодь-жень немає. В огороджувальних конструкціях місцеві тріщини і сколи ≤ 0.5 мм без зміщень. Пошкоджень фундаментів немає.
	II	В несучих конструкціях тріщини ≤ 0.5 мм, в стінах з цегли і крупних блоків – ≤ 3.0 мм. Відносна різниця осідань фундаментів ≤ 0.005. Пошкодження фундаментів незначне.
	III	В несучих конструкціях суцільні тріщини ≥ 1.0 мм, в стінах з цегли і крупних блоків – ≤ 5.0 мм. Відносна різниця осідань фундаментів ≥ 0.005. Суттєві пошкодження фундаментів.
Високі жорсткі споруди, труби	**I**	В залізобетонних конструкціях споруд місцеві тріщини ≤ 0.5 мм. Ознаки зсувів у стиках відсутні.
	II	В залізобетонних конструкціях тріщини до 0.5 мм, в стиках збірних залізобетонних конструкцій ≤ 1.0 мм. В цегляній кладці тріщини ≤ 2.0 мм. Нахил ≤ 0.002. Пошкодження фундаментів.
	III	В залізобетонних конструкціях тріщини до 1.0 мм. Нахил більше 0.002. Суттєві пошкодження фундаментів.

На підроблюваних територіях заміри осідань будівель показали, що при перекосах 0.002, розкриття тріщин досягало 2÷4 мм. Подібні дані були одержані для цегляних будівель на розмерзлих ґрунтах: при перекосі, рівному 0.002, в основному розповсюджені волосяні тріщини, ряд тріщин до 3÷5 мм, окремі тріщини до 8÷10 мм. При таких пошкодженнях забезпечувалась нормальна експлуатація будівлі.

В залізобетонних конструкціях розрахункова ширина розкриття тріщин не повинна перевищувати 0.1÷ ÷0.3 мм. В стінових панелях будівель розкриття тріщин, що перетинають робочу арматуру, не повинне перевищувати 0.3 мм, взаємний зсув панелів – 0.6 мм, розкриття тріщин в бетоні омонолічування стикових з'єднань – 11.0 мм. Вказані умови по розкриттю тріщин в середньому виконуються при дотриманні рекомендацій, наприклад ДБН В.2.1-10-2018 [8] по допустимих деформаціях будівель. При значних деформаціях основ дотримання вимог по ширині розкриття тріщин до 0.3 мм може приводити до великих витрат на заходи захисту будівель від нерівномірних деформацій основи. Через це, в деяких випадках, допускають виникнення пошкоджень, які перевищують нормативні значення, так як відновлювальні роботи виявляються дешевшими від захисних заходів.

Збільшення опірності будівель впливам деформацій основи веде, з однієї сторони, до збільшення одноразових витрат на будівництво об'єкту, з іншої – до зменшення витрат на можливі ремонти конструкцій від впливу деформацій основи.

В цілóму це порівняно складна багатокритеріальна задача, вирішення якої ще не одержане.

3.4. ВИЗНАЧЕННЯ ДОПУСТИМИХ І ГРАНИЧНИХ ДЕФОРМАЦІЙ ОСНОВИ

Розглянемо на прикладі рамної каркасної будівлі (рис. 3.21), *яким чином можна використати дані по допустимих і граничних деформаціях будівель для визначення допустимих і граничних деформацій основи,* а також для визначення необхідності виконання розрахунку будівель у взаємодії з основою.

Каркас будівлі збірний залізобетонний з жорсткими вузлами. Допустимі перекоси ригелів прийняті рівними $\Delta S/l = 0.002$ (див. табл. А.1 п.1 ДБН В.2.1-10:2018 [8]), граничні перекоси $\Delta S/l = 0.007$ (див. табл. 3.4, п. 4 [8]). Будівля експлуатується на нерівномірно стисливих ґрунтах. Різниці осідань суміжних фундаментів складають ΔS_{12}, ΔS_{23}, ΔS_{34}. Відповідні перекоси рівні $\Delta S_{12}/l_{12}$, $\Delta S_{23}/l_{23}$, $\Delta S_{34}/l_{34}$. При співставленні одержаних перекосів з допустимими і граничними їх значеннями можуть бути три варіанти:

А). Ні одне із значень перекосів $\Delta S_{12}/l_{12}$, $\Delta S_{23}/l_{23}$, $\Delta S_{34}/l_{34}$ не перевищує допустиме ($\Delta S/l \le 0.002$). В цьому випадку не треба виконувати розрахунок каркасу на дію нерівномірних осідань основи і не треба передбачати заходи захисту будівлі від них. Така деформативність основи є допустимою для даної будівлі.

Б). Хоча б одне із значень перекосів $\Delta S_{12}/l_{12}$, $\Delta S_{23}/l_{23}$, $\Delta S_{34}/l_{34}$ перевищує допустиме ($\Delta S_n/l_n \ge 0.002$), а для будівлі поставлена вимога про неперевищення допустимого перекосу. Для визначення необхідності застосування заходів захисту від впливу нерівномірних осідань основи необхідно виконати статичний розрахунок каркасу. В результаті розрахунку повинні бути одержані зу-

силля і переміщення в конструкціях від дії осідань основи, постійних і тимчасових навантажень. При цьому може виявитись, що отримані зусилля і переміщення не перевищують допустимих для даної будівлі. Тоді захисні заходи не передбачаються і такі деформації основи вважаються також допустимими. В протилежному випадку необхідне застосування конструктивних чи геотехнічних заходів захисту і деформації основи вважалися б граничними.

В). Для будівлі за умовами експлуатації в залізобетонних конструкціях може бути допущене розкриття тріщин більших за a_{crc} = 0.3 мм. При цьому повинна бути забезпечена несуча здатність конструкцій, яка досягається тим, що ні в одному з елементів не перевищується граничний перекіс $\Delta S/l \leq 0.007$. При такому перекосі ширина розкриття тріщин в залізобетонних елементах може бути більшою за a_{crc} = 0.3 мм і досягати значень a_{crc}= 1.0 мм. Якщо для всіх елементів дотримується умова $0.002 < \Delta S/l < 0.007$, то немає необхідності у проведенні розрахунків і застосуванні заходів захисту від нерівномірних осідань основи, а деформації основи, що викликають такі перекоси, слід розглядати, як граничні. Якщо хоча б для одного елементу $\Delta S/l > 0.007$, то слід виконати розрахунок і установити необхідність застосування захисних заходів.

При значних деформаціях ґрунтових основ дотримання вимог щодо ширини розкриття тріщин не більше 0,3 мм може приводити до великих затрат на заходи захисту міських будівель. Тому в деяких випадках допускають виникнення пошкоджень, що перевищують нормативні значення, так як відновлювальні роботи виявляються дешевшими ніж захисні заходи.

Таким чином, необхідність розрахунку будівлі у взаємодії з основою визначається в результаті співставлення передбачуваних деформацій основи з допустимими або граничними деформаціями будівлі.

В будівельних нормах граничні стани будівель і основ поділяються на дві групи: ***перша*** – за втратою несучої здатності або повної непридатності до експлуатації; ***друга*** – за непридатністю будівель до нормальної експлуатації.

Розглянуті вище ***допустимі і граничні*** деформації відносяться до другої групи граничних станів, оскільки при цих деформаціях забезпечується несуча здатність і експлуатаційна надійність будівель. Вибір граничних деформацій в якості критерія експлуатаційної надійності повинний обґрунтовуватися техніко-економічними порівняннями з критерієм допустимих деформацій.

В доповнення до граничних і допустимих деформацій міських будівель доцільно вводити третю категорію деформацій – руйнуючі деформації, при яких відбувається повне руйнування несучих конструкцій чи будівель в цілóму (крихке, в'язке, стомлювальне чи інше руйнування; втрата стійкості форми конструкції або її положення). Знання величин руйнуючих деформацій дозволить установити дійсний запас міцності будівлі, що дуже важливо для вибору ефективних заходів її захисту від нерівномірних деформацій основи.

Необхідно відмітити, що табличні значення допустимих і граничних деформацій будівель повинні розглядатися як рекомендовані (а не строго обов'язкові), які дозволяють при проектуванні нових та оцінці експлуатаційної надійності існуючих будівель уникнути грубих помилок.

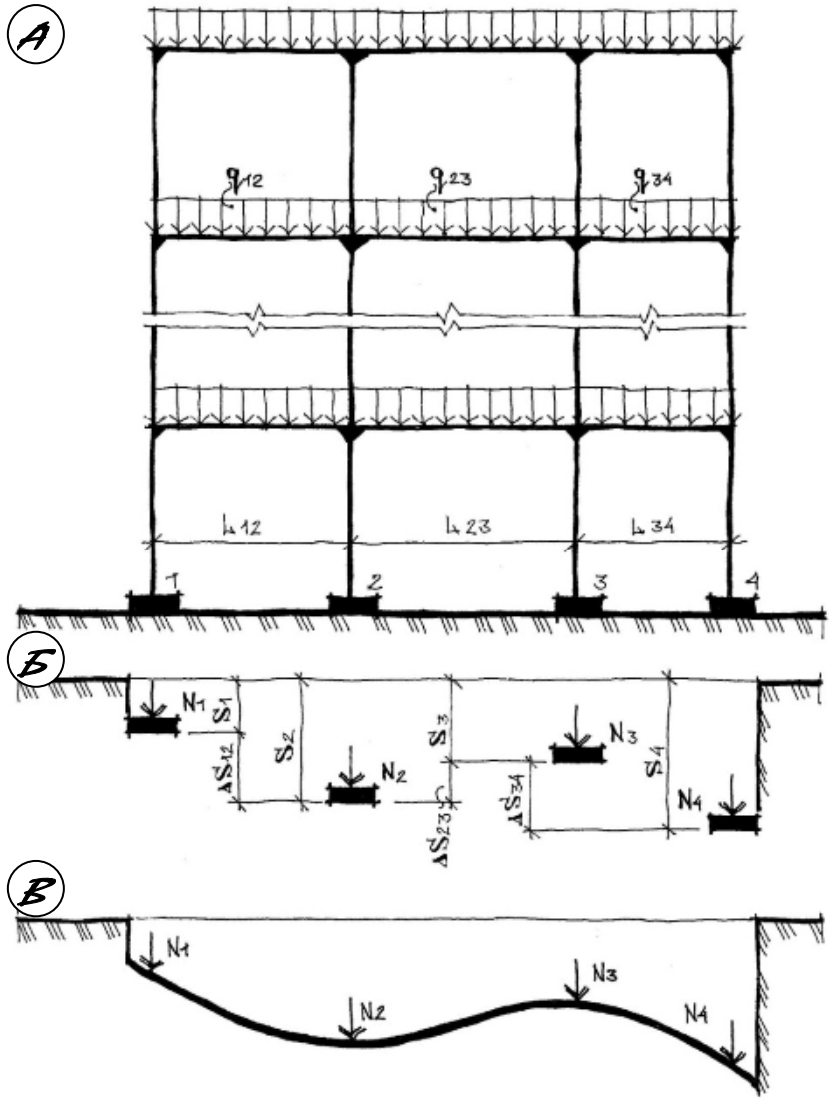


Рис. 3.21. Осідання фундаментів каркасної будівлі: *а – розрахункова схема каркасу; б – осідання і різниці осідань окремих фундаментів; в – осідання стрічкового фундаменту*

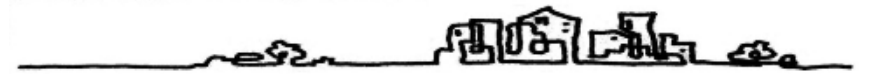
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ ДО РОЗДІЛУ 3



1. Защита и подработка зданий и сооружений / Шагалов С. Е., Мулер Р. А., Марков В. В. и др. М. : Недра, 1974.
2. Levicki B. Nerownomierne osiadania podloża i odkztalcenia budynkow. Arkady. Warszawa, 1979. 681 s.
3. Метелюк Н. С. Совершенствование расчета сооружений, возводимых в сложных ґрунтовых условиях. К. : Будівельник, 1980. 143 с.
4. Рогонский В. А., Кострицц А. И., Щеряков В. Ф. Эксплуатационная надежность зданий. Ленинград : Стройиздат. Ленинградское отделение, 1983. 280 с.
5. Строительство зданий и сооружений в сложных условиях / под ред. М. Ю. Абелева. М. : Стройиздат, 1986. 105 с.
6. Клепиков С. Н. Расчет сооружений на деформируемом основании. К. : НИИСК, 1996. 200 с.
7. ДБН В.2.1-10-2009. Основи і фундаменти будівель та споруд. НДІБК Мінрегіонбуду України. К., 2009. 104 с.
8. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Мінрегіон України. К., 2018. 36 с.
9. Australian Standard. Residential slabs and footings. A.S. 2870–1986.
10. Основания и фундаменты / под ред. Дж. Сауэрса ; пер. с англ. М. : Стройиздат, 1968. 503 с.
11. Коновалов П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. М. : Стройиздат, 1980. 136 с.
12. Клепиков С. Н., Трегуб А. С., Матвеев И. В. Расчет зданий и сооружений на просадочных ґрунтах. К. : Будівельник, 1987. 198 с.

13. Сотников С. Н., Симагин В. Г., Вершинин В. П. Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений. М. : Стройиздат, 1986. 92 с.
14. Собуцький В. О., Собуцький О. В. Експлуатаційна надійність міських будівель і споруд: основи теорії і практика : монографія. Рівне : НУВГП, 2013. 225 с. ISBN 978-966-327-219-1.
15. Милюков Д. А., Петраков А. А. Строительство и защита жилых и гражданских зданий на подрабатываемых территориях. К. : Будівельник, 1981. 104 с.
16. Sobutsky V., Klepikov S. Analysis of multi-storeyed buildings on the nonaniform settlements of soil foundations. *Матеріали 2-ої Міжнародної конференції з висотних будівель*. м. Нанкін (КНР), 1991. 18 с.

РОЗДІЛ 4. ОЦІНКА ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЇ НАДІЙНОСТІ МІСЬКИХ БУДІВЕЛЬ



4.1. ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

Будівлі і споруди, які були побудовані на міських територіях із звичайними інженерно-геологічними умовами (ІГУ), зараз доводиться експлуатувати і утримувати як об'єкти в особливих (складних) ґрунтових умовах, через те, що в силу реологічних і техногенних причин фізико-механічні характеристики ґрунтів основи погіршуються.

Дослідження проблеми надійності міських будівель на територіях зі складними ІГУ свідчать про наявність низки невирішених проблем. Справа в тому, що з кожним роком спостерігається зростання кількості аварій (в тому числі і техногенного характеру) елементів і систем міських інфраструктур [1–3].

З огляду на це усі міські будівлі (незалежно від їх призначення, форми власності, віку, капітальності, технічних особливостей) підлягають періодичним плановим та, у визначених випадках, позачерговим обстеженням для визначення технічного стану конструкцій і прийняття обґрунтованих інженерно-технічних заходів для забезпечення достатньої надійності при подальшому використанні або непридатності до подальшої експлуатації [4–6].

З огляду на те, що ***надійність*** має природу випадкових величин, які кількісно характеризують працездатність об'єкту, ***надійність в загальному розумінні – це комплексна властивість об'єкту зберігати задані екс-***

плуатаційні якості впродовж усього строку служби.

В розгорнутому формулюванні ***експлуатаційну надійність будівлі слід розглядати, як властивість її конструктивної системи зберігати свої функціональні можливості та працездатність в різних кліматичних, ґрунтових, інженерно-геологічних і гідрогеологічних умовах під впливом природних і техногенних факторів, зменшення, збільшення або перерозподілу експлуатаційних навантажень, зміни конструктивної системи, несучої здатності ґрунтової основи і наземних конструкцій впродовж усього строку служби.***

Загальну оцінку експлуатаційної надійності досліджуваної будівлі виконують на основі аналізу і узагальнення оцінок ***технічного стану її основних елементів і конструкцій***, визначеного в процесі проведення попередніх, детальних і (за необхідності) спеціальних досліджень. Про це мова піде дальше.

Попередню загальну оцінку експлуатаційної надійності безкаркасних будівель, пошкодження яких в абсолютній більшості випадків проявляються у вигляді тріщин у фундаментах, стінах, перекриттях, колонах та інших конструкціях, визначають залежно від ширини розкриття тріщин, їх концентрації, загальної кількості і характеру картин тріщиноутворення.

Попередню загальну оцінку експлуатаційної надійності каркасних будівель, пошкодження яких, як правило, проявляються у вигляді переміщень елементів каркасу, тріщин у вузлах з'єднання, розкритті тріщин між елементами каркасу та огороджувальними конструкціями, прогинів елементів перекриттів, горизонтальних прогинах колон, горизонтальних переміщеннях каркасу, крену (повороту) фундаментів, визначають залежно від величини вказаних пошкоджень.

Вказані пошкодження міських будівель найчастіше викликані деформаціями основ, які в свою чергу, залежать від ґрунтових умов ділянки забудови, тому без сумніву, оцінку експлуатаційної надійності міських будівель необхідно виконувати в комплексі з оцінкою надійності їх ґрунтових основ.

Як правило, обстеження конструкцій міських будівель з метою визначення їх технічного стану проводяться в три етапи.

І-й етап. Попереднє візуальне обстеження:

- вивчення та аналіз вихідних та архівних даних;

- загальний візуальний огляд з виявленням найбільш пошкоджених чи аварійних конструкцій за зовнішніми ознаками;

- уточнення існуючого або планового функціонального призначення досліджуваної будівлі порівняно з проектним;

- розробка технічного завдання для подальших детальних інструментальних обстежень.

За результатами першого етапу робіт розробляють рекомендації з першочергового усунення причин та локалізації процесу аварійного деформування конструкцій і (або) ґрунтової основи, тимчасовому підсиленні аварійних елементів і конструкцій.

У випадку передаварійної чи аварійної ситуацій складають попередні висновки про можливість подальшої експлуатації або її припинення, визначають за зовнішніми ознаками категорію технічного стану конструкцій залежно від наявних дефектів і пошкоджень [8].

Залежно від наявних дефектів і пошкоджень технічний стан конструкцій може бути кваліфікований згідно загальним ознакам, наведеним в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1

Оцінка технічного стану конструкцій за результатами попереднього обстеження об'єкту

№ з/п	Ступінь технічного стану конструкції	Загальні ознаки, які характеризують стан конструкції
1	2	3
1.	**I** Нормальний	Відсутні видимі пошкодження, які свідчать про зниження несучої здатності конструкції. Виконуються умови експлуатації згідно вимог чинних нормативних документів. Нормальне функціонування забезпечується при дотриманні звичайних правил технічної експлуатації [7].
2.	**II** Задовільний	Незначні пошкодження, на окремих ділянках окремі вибоїни, волосяні тріщини. Часткові пошкодження антикорозійних покриттів. Забезпечуються нормальні умови експлуатації. Необхідний поточний ремонт з ліквідацією локальних пошкоджень без підсилення конструкцій.
3.	**III** Незадовільний	Є пошкодження і дефекти, що свідчать про зменшення несучої здатності конструкцій. Порушені вимоги чинних нормативних документів, але небезпека обрушення і загроза безпеці людей відсутня. Необхідне посилення і відновлення несучої здатності конструкцій.
4.	**IV** Передаварійний або аварійний	Пошкодження свідчать про непридатність конструкції до експлуатації і про небезпеку її обрушення. Необхідні невідкладні заходи з попередження аварій (влаштування тимчасових кріплень, розвантаження конструкцій і таке інше), капітальний ремонт з підсиленням і (або) заміною пошкоджених конструкцій в цілому або окремих елементів.

Примітки до табл. 4.1

Термін «аварія» і пов'язані з ним поняття «аварійний» та «передаварійний стан» не мають на сьогодні твердих загальноприйнятих тлумачень [1; 2; 9; 10].

З огляду на це, користуючись таблицею 4.1, потрібно враховувати наступне:

- Передаварійним станом доцільно називати такий стан конструкції, коли у випадку продовження несприятливих впливів (нерівномірні осідання фундаментів, перепади температури, агресивність середовища і таке інше) з вірогідністю $Q(t) = 10^{-5} \div 10^{-7}$ можна чекати досягнення граничного стану з попередніми сигналами (текучість розтягнутої зони при згинанні, осідання ґрунтових основ), що приведе до аварії конструкції або будівлі в цілóму.

- Під ***аварійним станом*** доцільно вважати такий стан конструкції будівлі, при якому зі ступенем вірогідності $Q(t) = 10^{-6} \div 10^{-8}$ в найближчий час без попередніх сигналів (руйнування, втрата стійкості, провали ґрунтових основ) можна очікувати аварію.

- Під ***аварією*** будівлі слід вважати обрушення домінуючої несучої конструкції або всієї будівлі в цілóму, а також таке їх деформування, яке робить неможливою її подальшу експлуатацію. Для віднесення об'єкту до ступеню експлуатаційної надійності ***V (аварійний)*** достатньо наявності хоча б однієї з ознак, які характеризують цей ступінь, а за наявності ознак, не відмічених в таблицях в складних і відповідальних випадках, це повинне виконуватися на основі детальних інструментальних досліджень.

- Якщо в результаті візуальних та (або) інструментальних обстежень виявлено ***передаварійний або аварійний стан однієї з домінуючих несучих конструкцій***, то загальний ступінь експлуатаційної надійності досліджуваної будівлі оцінюється відповідно як аварійний або передаварійний незалежно від технічного стану інших конструкцій і без подальших розрахунків.

ІІ-й етап. Детальне обстеження:

- аналіз інженерно-геологічної, гідрогеологічної і геотехнічної ситуацій ділянки забудови;
- за необхідності додаткові або контрольні інженерно- і гідрогеологічні вишукування;
- інструментальні спостереження за осіданнями конструкцій і поверхні землі ділянки забудови;
- виконання обмірів, уточнення існуючих обмірних креслень;
- визначення конструктивної схеми будівлі, установлення статичних схем роботи конструкцій;
- оцінка умов роботи, величин та ступенів фактичних навантажень на існуючі конструкції та основу;
- виявлення і фіксування дефектів, пошкоджень і деформацій конструкцій, розробка графічного дефектного акту;
- визначення інструментальними і лабораторними методами фізико-механічних характеристик та параметрів конструкцій і матеріалів;
- розрахунки системи «ґрунтова основа – фундамент – деформована будівля» з урахуванням фактичного напружено-деформованого стану конструктивної схеми і ґрунтової основи, можливості додаткових деформаційних впливів на досліджувану будівлю;
- прогноз деформацій будівлі з основою;
- визначення ступеню фізичного і морального зношування конструктивних елементів, оцінка експлуатаційної надійності будівлі на основі аналізу результатів проведених обстежень і розрахунків;
- визначення причин деформацій і пошкоджень досліджуваної будівлі в цілóму.

В тих випадках, коли даних попередніх та детальних інструментальних обстежень не достатньо для прийняття обґрунтованого рішення про функціональну придатність та експлуатаційну надійність окремих конструкцій і будівлі в цілóму, назначають і проводять спеціальні обстеження.

ІІІ-й етап. Спеціальні обстеження:

- визначення фізико-механічних і деформаційних характеристик ґрунтів, виявлення в основі просадкових, засолених, слабких ґрунтів, перезволожених зон, уточнення рівня та хімічного складу ґрунтових вод;

- тривалі геодезичні спостереження за деформаціями, осіданнями, кренами, температурно-вологісним режимом;

- складні інженерно-геологічні та гідрогеологічні вишукування (випробування великими штампами, випробування натурних цілинників на зсув, натурні фільтраційні випробування);

- натурні випробування конструкцій та будівель.

За результатами проведення спеціальних обстежень, аналізу дефектів і пошкоджень, а також перевірочних розрахунків приймається остаточне рішення про технічний стан окремих конструкцій і ступінь експлуатаційної надійності будівлі в цілóму за рядом нормативно установлених категорій. Залежно від складності, конкретних умов і мети обстежень, обсяги робіт і повнота обстежень можуть змінюватися.

Проблема збереження та відновлення експлуатаційної надійності об'єктів міської інфраструктури та запобігання аварійним ситуаціям у зоні бойових дій, в окупованій та прифронтовій зонах, буде розглянута в розділі 5.

4.2. ОБСТЕЖЕННЯ ТА ОЦІНКА ТЕХНІЧНОГО СТАНУ КОНСТРУКЦІЙ МІСЬКИХ БУДІВЕЛЬ

4.2.1. Обстеження та оцінка технічного стану фундаментів і фундаментно-підвальних частин міських будівель

Найхарактернішими дефектами та пошкодженнями фундаментів і фундаментно-підвальних частин (ФПЧ) міських будівель є:

- поява силових наскрізних тріщин в тілі фундаментів від нерівномірних осідань ґрунтової основи;

- деформації фундаментів, викликані деформаціями ґрунтової основи (горизонтальні стискання-розтягування, просідання, осідання, крен, зсув, прогин-вигин, скручування);

- пошкодження та руйнування матеріалу конструкцій фундаментів (тріщини в тілі підколонника чи плити стовпчастих і стрічкових фундаментів, оголення та корозія арматури, втрата міцності матеріалу фундаментів);

- надмірна вологість конструкцій ФПЧ будівлі, викликана зволоженням поверхневими, атмосферними, інфільтраційними водами і (або) конденсатом водяної пари; наявність води на поверхні підлоги в приміщеннях ФПЧ внаслідок підвищення РГВ, підтоплення території, незадовільної горизонтальної і (або) вертикальної гідроізоляції (див. рис. 4.1).

Найімовірніші ділянки пошкоджень конструкцій фундаментів спостерігаються в зонах зволожених ґрунтів особливо агресивними рідинами, у зонах дії вібрацій, ударних навантажень, додаткових навантажень, при спорудженні важких прибудов, при влаштуванні близь-

ко розташованих котлованів, при неорганізованих водовідведенні і водопониженні.

Ознаками аварійного стану фундаментів є:

- гранична нерівномірність деформацій (осідання, крен, зсув, прогин, вигин, скручування);

- зношування конструкцій фундаментів (тріщини в тілі фундаментів, руйнування або втрата міцності матеріалу), які викликають втрату стійкості наземних несучих конструкцій, порушення технологічного процесу, перехід в стан неможливості до подальшої експлуатації, небезпеку перебування людей в приміщеннях будівлі (див. рис. 4.2–4.5).

Аварійний стан фундаментів наступає через незадовільну роботу ґрунтової основи (недостатню несучу здатність, граничну деформативність) або через недостатність міцності і жорсткості тіла фундаментів.

При незадовільній роботі ґрунтової основи у фундаментах утворюються наскрізні тріщини, вони, як правило, сильно розкриті, рідко розміщені, пересікають фундаменти по всій висоті і заходять на цокольну частину та стіни наземної частини будівлі.

Тріщини викликають перерозподіл зусиль по довжині фундаментів, що може привести до перевантаження окремих ділянок фундаментів і їх руйнування. Це часто супроводжується і місцевими руйнуваннями тіла фундаменту в опорних зонах ригелів і перемичок над проємами в стінах ФПЧ.

В місцях перевантаження утворюються слабо розкриті часто розміщені вертикальні тріщини і спостерігається вертикальне розшарування тіла фундаменту. Останнє визначається простим простукуванням вертикальних поверхонь фундаментів.

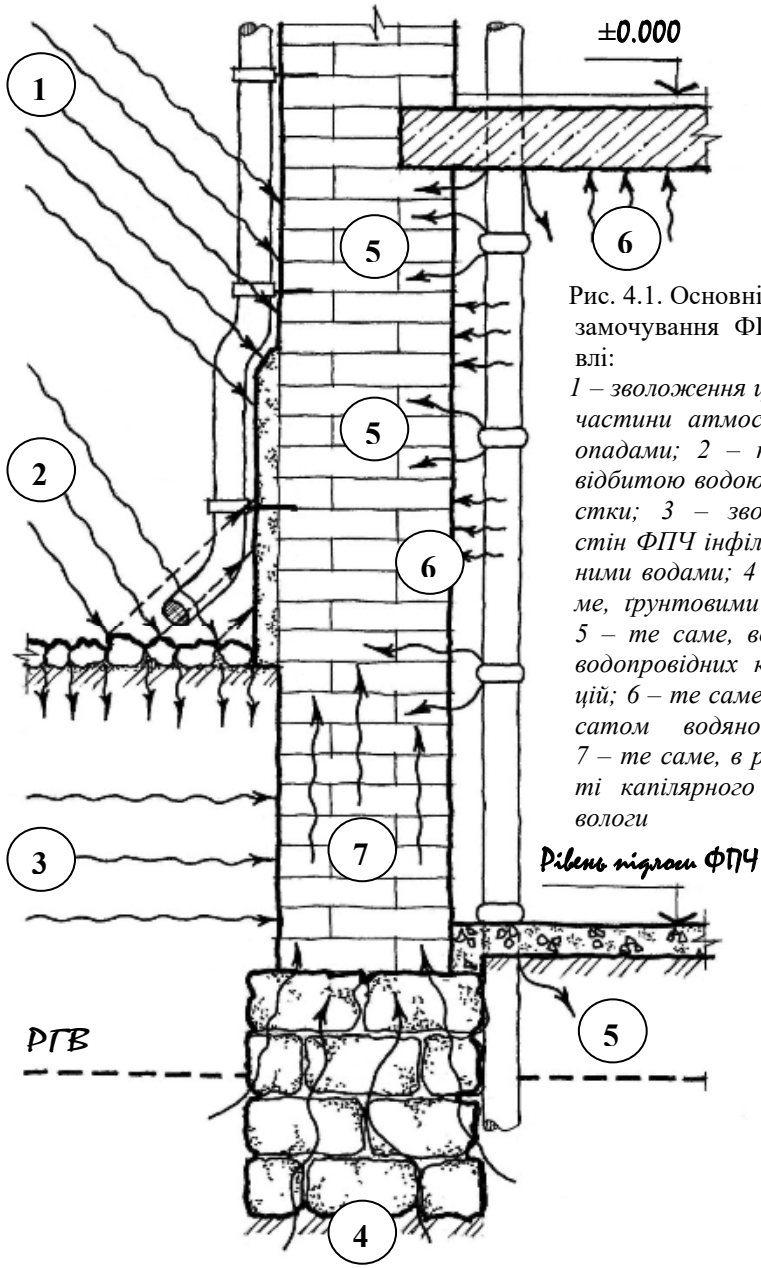


Рис. 4.1. Основні джерела замочування ФПЧ будівлі:

1 – зволоження цокольної частини атмосферними опадами; 2 – те саме, відбитою водою з відмостки; 3 – зволоження стін ФПЧ інфільтраційними водами; 4 – те саме, ґрунтовими водами; 5 – те саме, вологою з водопровідних комунікацій; 6 – те саме, конденсатом водяної пари; 7 – те саме, в результаті капілярного підйому вологи

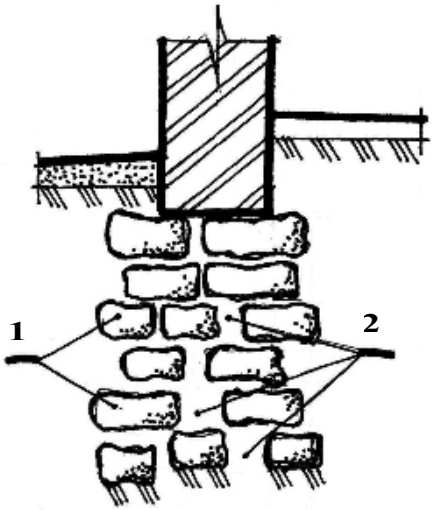


Рис. 4.2. Розшарування кладки фундаменту внаслідок відсутності перев'язки каменів (цеглин), втрати міцності розчину (тривала експлуатація, систематичне замочування, вплив агресивного середовища і таке інше):
1 – бутова (бутобетонна, цегляна) кладка;
2 – місця розшарування бутової (бутобетонної, цегляної) кладки

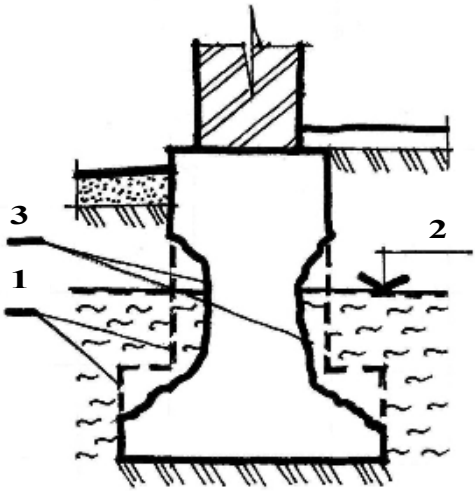


Рис. 4.3. Руйнування бокових поверхонь фундаменту внаслідок впливу агресивного середовища (витоки в основу хімічних розчинів, підняття РГВ і таке інше), відсутність гідроізоляції фундаменту:
1 – існуючий бетонний фундамент;
2 – відмітка рівня ґрунтових (підземних) вод;
3 – зони руйнування фундаменту

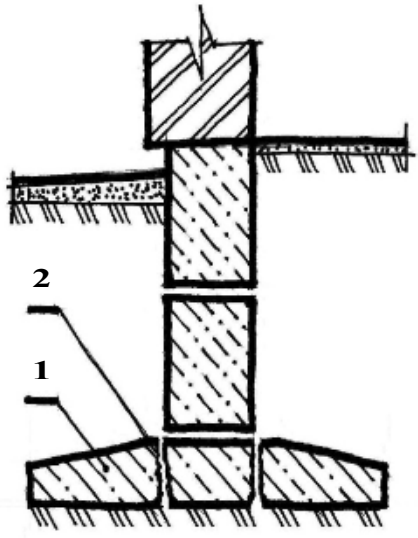


Рис. 4.4. Тріщини в плитній частині фундаменту внаслідок перевантаження фундаменту (надбудова, заміна несучих конструкцій або технологічного обладнання і таке інше), недостатня пло-ща поперечного січення робочої арматури плити:
1 – залізобетонна опорна плита стрічкового фундаменту;
2 – силові наскрізні тріщини в плитній частині фундаменту

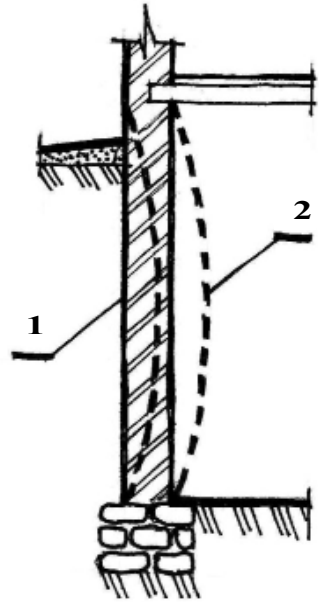


Рис. 4.5. Деформація стіни фундаментно-підвальної частини (ФПЧ) будівлі внаслідок втрати міцності кладки стіни, додаткового завантаження поверхні землі безпосередньо біля будівлі, морозного набрякання ґрунту при неправильному утриманні підвального при-міщення будівлі:
1 – положення стіни ФПЧ будівлі до деформації;
2 – те саме, після деформації

В місцях розшарування звук при простукуванні глухий. Такий стан ділянок фундаментів слід вважати аварійним.

При недостатній міцності тіла фундаментів в них також появляються часто розміщені слабо розкриті тріщини і спостерігається вертикальне розшарування. Це також є аварійний стан.

Поява тріщин в стінках фундаментів стаканного типу під окремі колони, відсутність відповідного омонолічування стика колони з фундаментом слід визнавати аварійним станом фундаменту, так як в цьому випадку не забезпечується передбачене проектом защемлення колони у фундаменті, що приводить до збільшення зусиль в окремих елементах каркасу будівлі.

Залежно від наявних дефектів і пошкоджень технічний стан конструкцій фундаментів та фундаментно-під-вальних частини будівель може бути кваліфікований згідно загальним ознакам, наведеним в таблиці 4.2.

Таблиця 4.2

Класифікація пошкоджень і дефектів фундаментів та ФПЧ міських будівель

Технічний стан (ступінь пошкодження)	Загальна характеристика стану, основні дефекти і пошкодження	Зменшення несучої здатності, %
1	2	3
I Нормальний (дуже незначний)	**А.** Умови експлуатації, матеріали і конструкції ФПЧ відповідають вимогам проекту і чинних нормативних документів. **Б.** Видимі пошкодження і дефекти, які свідчать про зменшення несучої здатності конструкцій, відсутні. Руйнування і вивітрювання кладки, відшарування лицювального шару на глибину до 5% товщини цоколя або несучих стін ФПЧ.	**0÷15**

продовження табл. 4.2

1	2	3
I Нормальний (дуже незначний) *Закінчення.*	**В.** Температурно-усадочні, хаотичні тріщини α_{crc} < 1.0 мм на поверхні цоколя або стін підвалу. Силові вертикальні і похилі тріщини α_{crc}< 1.50 мм, що перетинають не більше 2-х рядів кладки цоколя або стін ФПЧ. Загальні та місцеві прогини лінії цоколя до 1/250 довжини будівлі або її секції. Відносне нерівномірне осідання з прогином стін до 0.001. **Г.** Наявність горизонтальної і вертикальної гідроізоляції стін ФПЧ. Відсутність вологи на поверхні підлоги і стін ФПЧ. **Д.** Негативні інженерно-геологічні, геофізичні та гідрогеологічні процеси і явища в межах ділянки забудови відсутні. Ступінь геотехнічної надійності ґрунтової основи перший, умови експлуатації і будівництва звичайні. Напружено-деформований стан (НДС) ґрунтової основи класифікується, як нормативний.	**0÷10**
II Задовільний (незначний або середній)	**А.** Забезпечуються нормативні умови експлуатації. Матеріали і конструкції ФПЧ відповідають проектним вимогам. **Б.** Більше 90% конструкцій знаходяться у працездатному стані. Руйнування і вивітрювання кладки на глибину до 10% товщини цоколя або стін ФПЧ. Нахили і випинання стін в межах висоти підвалу до 1/6 їх товщини. Місцеве пошкодження кладки стін підвалу на глибину до 20 мм під опорами несучих елементів у вигляді похилих тріщин або лещадок. Зміщення плит перекриття підвалу на опорах до 1/5 глибини обпирання, але не більше, як 20 мм. Зменшення площі поперечного січення дерев'яних підвалин цоколя до 20%. Загальні прогини цоколя до 1/250 довжини будівлі або її секції. Місцеві прогини лінії цоколя до 1/200 довжини секції.	**11÷20**

продовження табл. 4.2

1	2	3
II Задовільний (незначний або середній) *Закінчення*	**В.** Вертикальні і похилі (в т.ч. температурно-усадочні) тріщини α_{crc} < 2.0 мм в цоколі на висоту до 2-х рядів кладки. Окремі силові тріщини α_{crc} < 3.0 мм в цоколі і стінах підвалу на висоту до 4-х рядів кладки. Вертикальні тріщини між поздовжніми і поперечними стінами підвалу. **Г.** Пошкодження горизонтальної і (або) вертикальної гідроізоляції стін ФПЧ. Підвищена вологість повітря, підлоги і стін підвалу. **Д.** Локальне замочування ґрунтів на ділянці забудови. Місцеві деформації і тріщини відмостки. Інженерно-геологічні, геофізичні та гідрологічні процеси і явища, які негативно впливають на умови експлуатації будівлі, деформації ґрунту, що порушують нормальну експлуатацію будівлі, відсутні. Ступінь геотехнічної надійності ґрунтової основи перший, умови експлуатації і будівництва нормальні. НДС ґрунтової основи класифікується, як нормативний.	**11÷20**
III Передаварійний (значний)	**А.** Порушені вимоги норм експлуатації і проекту. Є небезпека обрушення конструкцій і загроза для людей в приміщеннях ФПЧ. **Б.** До 40% конструкцій ФПЧ в непрацездатному стані. Руйнування кладки на глибину до 40% товщини цоколя або стін ФПЧ. Випинання стін підвалу до 1/4 їх товщини, відхилення від вертикальної площини ≥ 15 мм. Прогини елементів перекриття підвалу ≥ 1/75 прольоту. Зміщення плит перекриття підвалу до 1/3 глибини обпирання. Зменшення площі поперечного січення дерев'яних підвалин цоколя до 40%. Руйнування бокових поверхонь фундаментів. Розрив фундаментів по висоті. Загальні прогини лінії цоколя до 1/150, місцеві – до 1/100 довжини будівлі. Нерівномірне відносне осідання з прогином стін до 0.006. Відривання поздовжніх стін ФПЧ від поперечних.	**21÷40**

продовження табл. 4.2

1	2	3
III Передаварійний (значний) *Закінчення*	**В.** Тріщини в плитній частині фундаментів. Тріщини α_{crc} < 8.0 мм на висоту стін ФПЧ, окремі тріщини α_{crc} < 10.0 мм. Понаднормативні деформації цоколя. **Г.** Відсутність горизонтальної і (або) вертикальної гідроізоляції ФПЧ. Підвищена вологість повітря, просочування вологою стін ФПЧ, наявність води вище рівня підлоги підвалу. **Д.** Понаднормативні деформації ґрунтів. Прояви різкої втрати стійкості ґрунтів. Ступінь геотехнічної надійності ґрунтової основи другий, умови експлуатації і будівництва середні, ґрунтові умови обмежено придатні без проведення інженерних заходів. НДС ґрунтової основи класифікується, як понаднормативний.	**21÷40**
IV Аварійний (повний)	Локальні обрушення конструкцій наземної частини. Обвали в стінах ФПЧ. Втрата несучої здатності ≥ 50% основних несучих елементів ФПЧ, досягнутий загальний граничний стан. Залишкові прогини ліній цоколя в 5÷10 разів перевищують допустимі. Випинання стиснутої арматури, розрив розтягнутої арматури залізобетонного перекриття підвалу. Втрата стійкості або нахили і випинання стін в межах підвалу ≥ ≥1/3 їх товщини. Зміщення стін і фундаментів по горизонтальних швах. Відрив поздовжніх стін підвалу від поперечних в місцях їх перетинання, розрив металевих з'єднань і анкерів кріплення стін до перекриття підвалу. Тріщини в кладці під опорами балок або перемичок, зміщення рядів кладки по горизонтальних швах на глибину ≥ 20 мм. Руйнування і вивітрювання кладки цоколя на глибину більше 50% товщини стіни. Прогресуючі наскрізні тріщини на висоту будівлі. Нерівномірне осідання фундаментів. Перекоси проємів. Зсув плит та балок. Руйнування конструкцій, що визначають стійкість будівлі. Деформації аварійного характеру. Прогресуючі деформації ґрунтової основи. Ступінь геотехнічної надійності ґрунтової основи третій, умови експлуатації і будівництва важкі. НДС ґрунтової основи класифікується, як граничний.	**Більше 40**

Табл. 4.2 є результатом науково-дослідних робіт з урахуванням та в розвиток положень [4–6; 9; 11–23]

4.2.2. Обстеження та оцінка технічного стану металевих конструкцій міських будівель

При обстеженні металевих конструкцій слід звертати увагу на наявність факторів, які зменшують їх несучу здатність, а саме:

● ***Зменшення площі поперечного січення елементів внаслідок корозії.*** Розрізняють три види корозії: поверхневу, наскрізну і щілинну (див. рис. 4.6). Поверхнева корозія найменше небезпечна, так як розміщується тільки на поверхні металу і її легко можна виявити по кольору поверхні. При наскрізній корозії утворюється місцеве обмежене, але прогресуюче руйнування у вигляді отворів або раковин тієї чи іншої форми. Воно небезпечне, так як, по-перше, незважаючи на малий діаметр, значно зменшує робоче січення елементу і викликає концентрацію напружень, по-друге, його трудно виявити. Нижня межа відносної вологості, при якій починає появлятися іржа, складає 65%. При вологості 80% і вище вона розвивається інтенсивно і часто з поверхневої корозії перетворюється в наскрізну, таким чином, повністю руйнує конструкцію.

● Дефекти в металевих конструкціях можуть виникати не тільки внаслідок корозії, але і в результаті влаштування непроектних отворів, розшарування внаслідок застосування неякісного металу, через відсутність якісного утримання в період експлуатації.

● Пошкодження металевих конструкцій у вигляді викривлення форми конструктивних елементів вздовж осей, скручування, погнутості кромок можуть виникати внаслідок перенапруження в них в результаті помилкових конструктивних рішень, статичних і динамічних ро-

зрахунків, недоврахування снігових, вітрових та інших навантажень (рис. 4.7–4.10).

● Можуть мати місце технологічні порушення при заводському виготовленні конструкцій. Тут першорядну роль відіграє якість зварки, установка заклепок і болтів. Зварні шви можуть бути виконані з відхиленнями від чинних технічних умов і правил, електродами непроектних марок, в наплавленому металі можуть спостерігатися пори, шлакові включення. Низька якість зварки обумовлюється виконанням її при низьких від'єм-них температурах. Згодом в таких швах утворюються тріщини, які часто остаються непоміченими і, в результаті, приводять до ослаблення конструкцій і навіть до їх обрушення. Перевірку якості зварки металевих конструкцій здійснюють неруйнівними методами, до яких відносяться магнітний контроль, контроль через просочуванням фарбою поверхневого шару, рентгенограма, ультразвукова дефектоскопія, тощо.

● До недоліків монтажу металоконструкцій відносяться викривлення і зігнутість окремих стержнів-стійок, розкосів, зв'язків, пропускання болтів у монтажних з'єднаннях і (або) слабка їх затяжка.

● При переміщеннях металевих ферм з горизонтального положення у вертикальне в них виникають додаткові зусилля, на які вони можуть бути не розраховані і тоді вони деформуються. Наприклад, на стійкість металевих ферм безпосередньо впливає порядок і черговість укладки залізобетонних плит покриття. Загалóм металевим несучим конструкціям загрожує втрата стійкості частіше ніж, наприклад, залізобетонним.

● На експлуатаційну надійність металевих конструкцій впливає також стан дотичних конструкцій –

стін, перекриттів, балок, перемичок тощо. В місцях, де довгий час пошкоджені кам'яні, залізобетонні чи дерев'яні конструкції дотикаються до металевих, останні в часто виявляються пошкодженими корозією, навіть зі значною втратою січення і ослабленням металу.

● В збірному залізобетонному будівництві у великій кількості застосовуються металеві закладні деталі, з'єднані між собою шляхом приварки до них накладок з кутників, пластин, прутків з подальшим їх заробленням розчином чи бетоном. Приховані дефекти в них завжди є найнебезпечнішими для міцності конструкцій.

При виявленні таких дефектів, як загальний і місцевий згин металевого елементу, місцеве ослаблення січення, корозія металу, необхідно виконати розрахунки на міцність з урахуванням виявлених дефектів для визначення стану елементу. Методика таких розрахунків наведена в чинних нормативних та інструктивних матеріалах стосовно металевих конструкцій.

Однак, в ряді випадків і без виконання перевірочних розрахунків можна зробити висновок про наявність аварійного стану металевих конструкцій. Наявність тріщин в зварних швах, в зоні біля шва, поперечних тріщин в розтягнутих елементах, а також тріщин, які йдуть від заклепочних отворів, є незаперечною ознакою аварійного стану конструкцій.

Часто причиною аварій металевих конструкцій є втрата місцевої стійкості у вузлах з'єднання. На рис. 4.10, *а* наведені схеми утворення місцевого випинання стінки зварного двотавра в з'єднанні стійки рами з ригелем. В місцях перелому пояса зварного двотавра через концентрацію напружень в тонкій стінці відбувалася місцева втрата стійкості стінки, яка привела до об-

рушення рам складської будівлі. Аналогічне явище відбулося і в металевих рамах спортивної будівлі (рис. 4.10, *б*). Цих аварій не відбулося б, якби в місцях перелому поясу були установлені ребра жорсткості.

Звідси можна зробити висновок, що будь-яка місцева деформація у вузлах з'єднання металевих елементів є ознакою аварійного стану конструкції. Обрушення металевих конструкцій під навантаженням відбуваються пластично з попередженням про їх руйнування великими прогинами. Миттєве обрушення конструкцій відбувається при втраті стійкості елементів або від крихкого руйнування матеріалу.

Залежно від наявних дефектів і пошкоджень технічний стан металевих конструкцій будівель може бути кваліфікований згідно загальним ознакам, наведеним в таблиці 4.3.

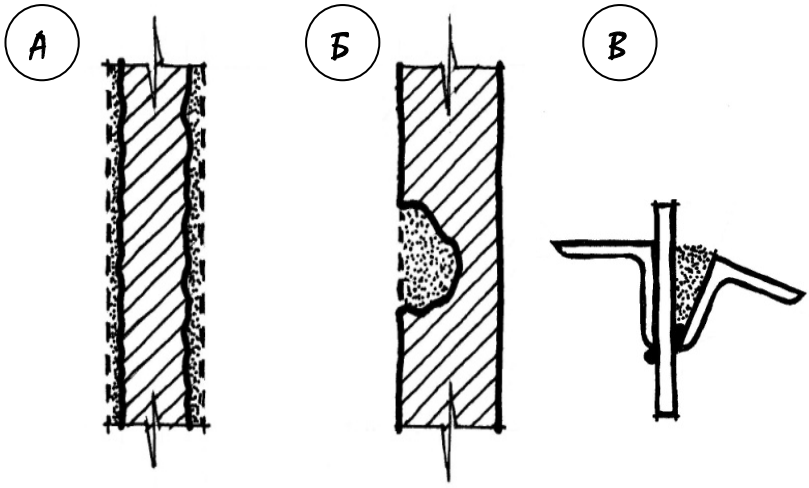


Рис. 4.6. Корозія металевих елементів:
а – поверхнева; б – місцева (наскрізна); в – щілинна

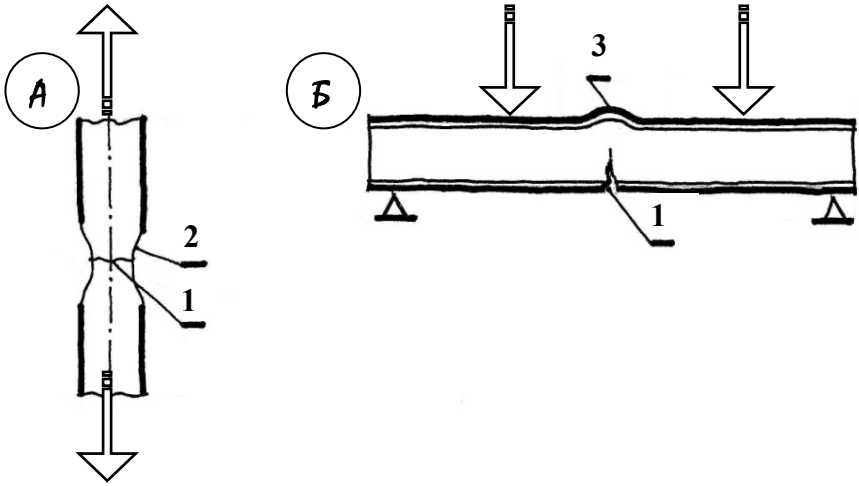


Рис. 4.7. Аварійне пошкодження металевих елементів:
а – розтягнутого; б – зігнутого; 1 – наскрізна тріщина (розрив); 2 – шийка; 3 – місцева втрата стійкості елементу

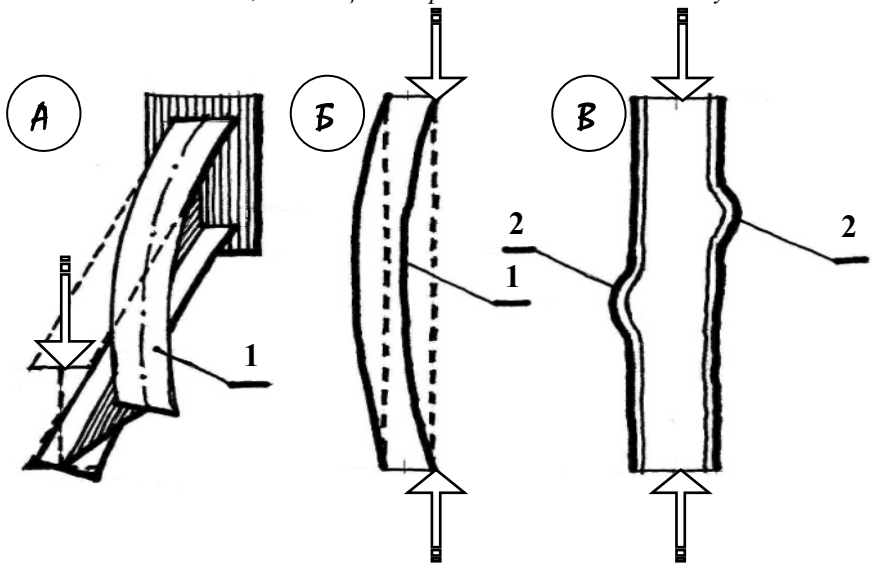


Рис. 4.8. Аварійна втрата стійкості металевих елементів:
а – зігнутого; б, в – стиснутого; 1 – загальна втрата стійкості конструкції; 2 – місцева втрата стійкості елементу

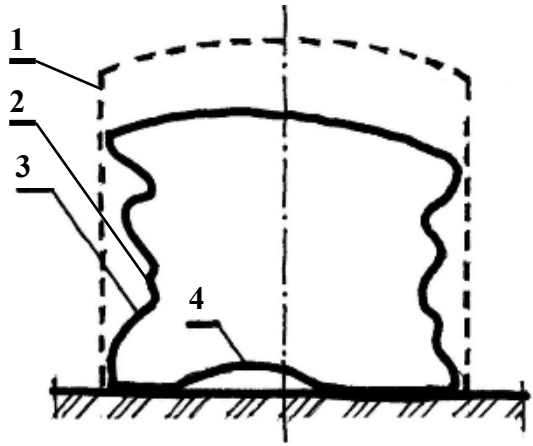


Рис. 4.9. Аварійна загальна втрата стійко-сті металевого резервуару: *1 – до аварії; 2 – після аварії; 3 – загальна втрата стійкості конструкції; 4 – місцева втрата стійкості елементу*

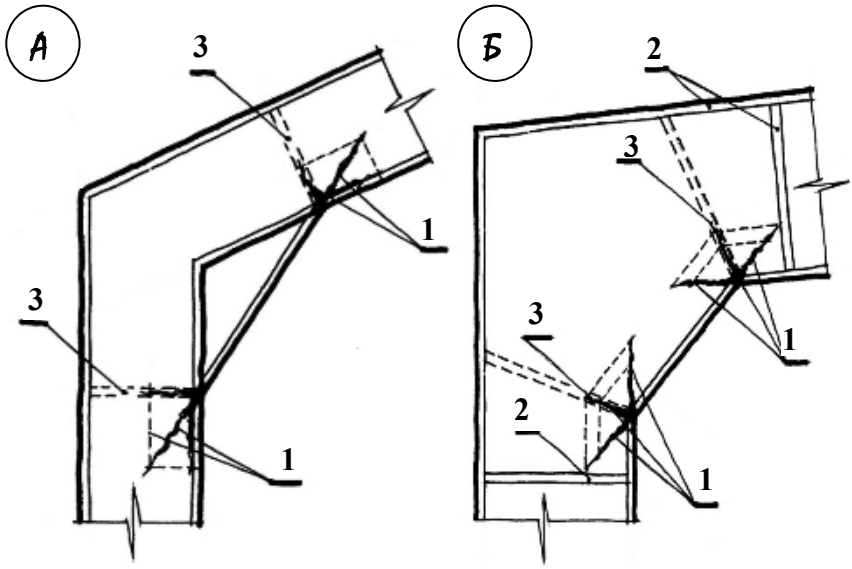


Рис. 5.9. Схема вузлів примикання елементів металевих конструкцій, які призвели до аварії:
а – ригеля і колони складської будівлі; б – ригеля і колони спортивної будівлі; 1 – зосереджені зусилля, що діють на стінку елементів двотаврового січення; 2 – проектні ребра жорсткості; 3 – ребра жорсткості, що забезпечують місцеву стійкість стінок елементів

Таблиця 4.3

Класифікація пошкоджень і дефектів металевих конструкцій міських будівель

Технічний стан (ступінь пошкодження)	Загальна характеристика стану, основні дефекти і пошкодження	Зменшення несучої здатності, %
1	2	3
I Нормальний (дуже незначний)	Відсутні ознаки зношування конструкцій і пошкодження захисних покриттів. Конструкції в основному справні, моральне зношування не проявляється. Дефекти і пошкодження відсутні. Матеріал конструкцій і умови експлуатації відповідають вимогам проекту і діючих норм.	**0÷5**
II Задовільний (незначний або середній)	Місцями зруйноване антикорозійне покриття. На окремих ділянках проявляється корозія плямами з ураженням до 5% поперечного січення, місцеві погнутості від ударів, інші механічні пошкодження, які послаблюють січення до 5%. Конструкції знаходяться у працездатному стані. Моральне зношування не проявляється. Пофарбування, інший антикорозійний захист частково або повністю зруйнований корозії. Є окремі послаблення зварних, болтових або заклепочних з'єднань. Загальні та місцеві прогини до 1/150 прольоту.	**6÷15**
III Незадовільний (значний)	Прогини згинальних елементів більші за 1/150 прольоту. Пластинчата іржа зі зменшенням площі поперечного січення несучих елементів до 15%. Місцеві погнутості, інші механічні пошкодження, які послаблюють січення до 15%. Погнутість вузлових фасонок ферм. Конструкції знаходяться в працездатному і обмежено працездатному стані, є елементи, які знаходяться в непрацездатному стані. До 20% конструкцій мають значне пошкодження корозією або механічні пошкодження категорії «А». Є пошкодження елементів і з'єднань, які вимагають відновлення.	**16÷40**

продовження табл. 4.3

1	2	3
IV Передаварійний (майже повний)	Прогини згинальних елементів більше 1/75 прольоту. Втрата місцевої стійкості конструкцій (випинання стінок і поясів балок і колон). Зрізання окремих болтів чи заклепок в багатоболтових з'єднаннях. Корозія зі зменшенням розрахункового січення несучих елементів до 25% і більше. Тріщини в зварних швах або в зонах біля швів. Механічні пошкодження, які приводять до послаблення січення до 25%. Відхилення ферм від вертикальної площини більше 15 мм. Розлад вузлових з'єднань від провертання болтів чи заклепок. Тріщини в основному матеріалі елементів. Розлад стиків і взаємне зміщення опор. Працездатність втрачена, але загального граничного стану не досягнуто. Значна частина конструкцій (більше 30%) має дефекти і пошкодження, в тому числі і категорії «А». Є значні деформації стиснутих елементів наскрізних конструкцій. Мають місце тріщини від втомленості і крихкості в основних елементах. Є ознаки перевантаження конструкцій.	**41 ÷ 75**
V Аварійний (повний)	Працездатність повністю втрачена, є загроза обрушення. Вихід з ладу багатьох основних елементів, обриви кріплень, значні залишкові деформації.	**Більше 75**

Примітки до табл. 4.3: Табл. 4.3 є результатом науково-дослідних робіт з урахуванням та в розвиток положень [6; 24–29]. Дефекти і пошкодження категорії «А»: виріз в елементі конструкції, відсутність, розрив або злам елементу, тріщина в основному металі елементу конструкції, в тілі фасонки стержньової конструкції, в стінці балки під ребром жорсткості, розшарування металу, поздовжня або поперечна тріщина у зварному шві, відсутність чи зріз зварного шва, вигин окремого елементу з площини або в площині конструкції, погнутість вузлової фасонки, відривання головки заклепки або болта, відсутність проектного натягування високоміцних болтів, зріз заклепки або болта, невідповідність проекту марки сталі, перерізів елементів, видів з'єднань.

4.2.3. Обстеження та оцінка технічного стану залізобетонних і бетонних конструкцій міських будівель

В процесі обстеження залізобетонних конструкцій контролюється напружено-деформований стан бетону і арматури. Особливу увагу слід звертати на наявність тріщин в розтягнутій і відшарування бетону в стиснутій зонах елементів конструкцій. За характером тріщин попередньо визначається причина їх появи.

Обстеження бетонних і залізобетонних конструкцій включає також визначення міцності бетону безпосередньо в конструкції, визначення товщини захисного шару бетону та розташування арматури магнітним методом або прямими вимірюваннями у вирізаній штрабі.

Відповідно з положеннями норм проектування залізобетонних конструкцій граничний стан за міцністю наступає в січенні стиснутих, стиснуто зігнутих і згинальних залізобетонних елементів тоді, коли деформації в найбільш стиснутих волокнах досягають граничних значень. Це вважається руйнуванням січення елементу. В повністю розтягнутих січеннях граничний стан наступає тоді, коли напруження в арматурі досягає розрахункових опорів арматури розтягуванню.

В статично визначених згинальних, позацентрово стиснутих і позацентрово розтягнутих елементах з великими ексцентриситетами досягнення напружень в розтягнутій арматурі значень розрахункових опорів (фізичної або умовної межі текучості) неминуче приведе до руйнування січення елементу при невеликому збільшенні навантаження.

В статично невизначених елементах у цьому випа-

дку відбудеться утворення пластичного шарніру, що викличе перерозподіл зусиль між опорними і пролітними січеннями елементу.

Звідси можна зробити висновок, що поява текучості в розтягнутій арматурі статично визначених елементів є аварійним станом (див. рис. 4.11).

В статично невизначених конструкціях граничний стан наступає тоді, коли починає руйнуватися стиснута зона бетону (див. рис. 4.12). Про досягнення розтягнутою арматурою межі текучості можна судити по ширині розкриття тріщин на рівні арматури.

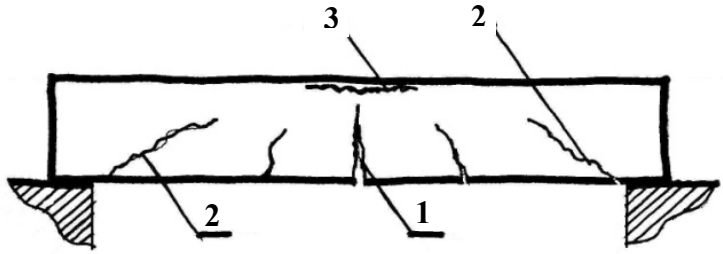


Рис. 4.11. Схема тріщин в статично визначеному залізобетонному елементі: *1 – нормальна тріщина, в якій арматура досягла межі текучості; 2 – похила тріщина; 3 – поздовжня тріщина в стиснутій зоні елементу*

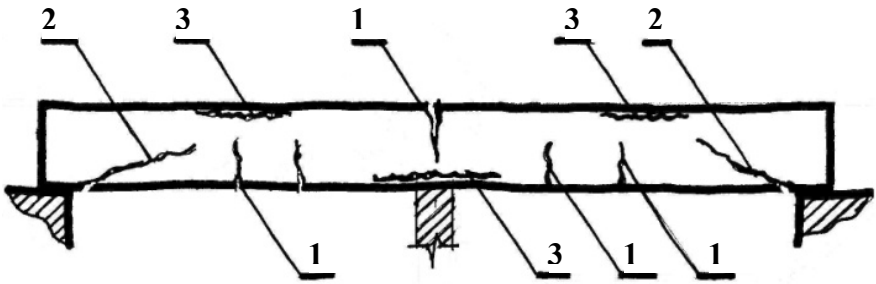


Рис. 4.12. Схема тріщин в розтягнутій і стиснутій зонах статично невизначеного залізобетонного елементу: *1 – нормальні тріщини; 2 – похилі тріщини; 3 – поздовжні тріщини в стиснутій зоні елементу*

Якщо знехтувати розтяжністю бетону, то розкриття тріщин буде рівне абсолютному подовженню арматури на ділянці між тріщинами:

$$a_{crc} = \varepsilon_{sm} \times l_{crc}, \qquad (4.1)$$

де ε_{sm} – середнє значення відносної деформації арматури на ділянці між тріщинами l_{crc}.

Відносні деформації арматури при досягненні межі текучості ε_{spl} можна прийняти для арматури, яка має фізичну межу текучості: зі сталі класу А-I (А240) = =0,0011; зі сталі класу А-II (А300) = 0,0019; зі сталі класу А-III (А400) = 0,0028.

Для арматури, яка не має фізичної межі текучості, відносні деформації при досягненні умовної межі текучості можна прийняти для арматури зі сталі класу А-IV (А600) ε_{spl} = 0,0032; класу А-V (А800) ε_{spl} = 0,0037.

При такому підході до вирішення поставленої задачі, розкриття тріщин, які відповідають досягненню межі текучості в арматурі, можна навести у вигляді наступної таблиці.

Таблиця 4.4

Розкриття тріщин a_{crc} при досягненні в арматурі межі текучості, мм

Класи сталі	Відстань між тріщинами l_{crc}, мм				
	50	100	150	200	250
1	2	3	4	5	6
А-I (А240)	0,06	0,10	0,20	0,20	0,30
А-II (А300)	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50
А-III (А400)	0,10	0,20	0,40	0,50	0,60
А-IV (А600)	0,20	0,30	0,40	0,60	0,70
А-V (А800)	0,20	0,30	0,50	0,70	0,80

Таким чином, щоб визначити, чи досягла арматура межі текучості, треба знати не тільки ширину розкриття тріщин, але й відстань між ними. Слід звернути увагу на те, що при малих відстанях між тріщинами текучість в арматурі буде спостерігатись при ширині розкриття тріщин значно меншій, ніж передбачено чинними нормами з умови збереження арматури від корозії.

Що стосується питання про досягнення межі текучості в поперечній арматурі, враховуючи, що похилі тріщини розміщуються під кутом 45° до осі елементу, значення розкриття тріщин в таблиці 4.4 слід помножити на коефіцієнт 0,7. За відстань між тріщинами в цьому випадку слід приймати відстань по перпендикуляру до осі елементу між двома сусідніми тріщинами або (якщо тріщина одна) довжину поперечного стержня.

Про досягнення граничних деформацій у стиснутій зоні бетону судять по появі тріщин, паралельних до осі елементу (див. рис. 4.11 і 4.12) і відшаруванню в цій зоні лещадок.

Якщо похила тріщина біля вільної опори елементу виходить на розтягнуту грань і розкриття тріщини a_{crc} перевищило 0,50 мм, то це свідчить про те, що відбулось просмикування арматури на опорі. Якщо одночасно появились поздовжні тріщини в бетоні над кінцем похилої тріщини, то наступив аварійний стан конструкції у зв'язку з її руйнуванням по похилому січенню (див. рис. 4.13).

Тріщини в бетоні вздовж поздовжньої розтягнутої арматури можуть утворюватись з наступних причин:

- корозія арматури, яка супроводжується збільшенням її діаметра;

- вирівнювання арматурних стержнів, які початко-

ву були зігнуті;

- просмикування арматури на вільній опорі.

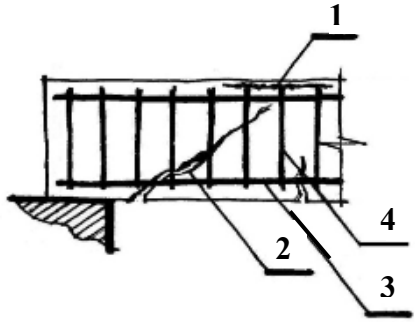


Рис. 4.13. Схема руйнування залізобетонного елементу по похилому січенню через просмикування арматури на вільній опорі: *1 – поздовжні трі-щини в стиснутій зоні елементу; 2 – похила тріщина; 3 – поздовжня розтягнута арматура; 4 – поперечна рматура*

У всіх трьох випадках порушується зчеплення арматури з бетоном, що збільшує деформативність елементу і зменшує його несучу здатність. Про аварійний стан елементу можна говорити в тому випадку, якщо при цьому розкриття нормальних і похилих тріщин перевищує наведені в таблиці 4.4 і є поздовжні тріщини з утворенням лещадок у стиснутій зоні бетону.

При корозії надміцної арматури в попередньо напружених залізобетонних конструкціях появляється небезпека раптового хрумкого руйнування конструкції через обрив арматури. Тому наявність корозії надміцної арматури є ознакою аварійного стану конструкції.

Поздовжні тріщини вздовж стиснутої арматури свідчать про те, що або відбулась корозія арматури, або її стержні почали втрачати стійкість через велику відстань між поперечною арматурою (див. рис. 4.14).

В обох випадках відбувається зменшення несучої здатності елементу не тільки за рахунок зменшення зусиль, які сприймаються стиснутою арматурою, але й за рахунок зменшення стиснутої зони бетону. Такий стан є аварійним.

Наявність тріщин в консолі колони, як правило, є ознакою великого перенавантаження консолі і загрожує обрушенням конструкції, що обпирається на неї.

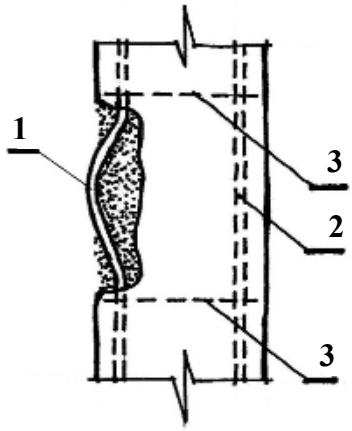


Рис. 4.14. Схема руйнування залізобетонного елементу в стиснутій зоні бетону при втраті стійкості стержнями стиснутої арматури: *1 – поздовжня стиснута арматура; 2 – поздовжня розтягнута арматура; 3 – поперечна арматура*

Тому колона з тріщинами в консолях є однозначно аварійною. Відхилення колони від вертикалі, допущене в процесі монтажу, не завжди служить показником її незадовільної роботи. При надійному зв'язку колони з перекриттями і якісним їх омонолічування деформація в горизонтальному напрямку можлива тільки при деформації всього температурно-осадочного блоку (секції) будівлі.

Якщо відхилення колони від вертикалі сталося в процесі експлуатації будівлі і супроводжується нерівномірним осіданням фундаментів, то це може свідчити про наближення аварії будівлі в цілóму і вимагає термінової оцінки стану всіх примикаючих до деформованої колони конструкцій.

В процесі експлуатації будівлі залізобетонні конструкції можуть отримати різноманітні механічні і (або) фізико-хімічні пошкодження.

В результаті механічних ударів по поверхні конструкції можуть виникати місцеві пошкодження бетону і арматури. Сколи бетону найнебезпечніші в стиснутій зоні елементу.

При наявності одностороннього пошкодження розтягнутої арматури руйнування залізобетонних елементів відбувається з розривом пошкодженої арматури при відносно невеликих деформаціях елементів. Звідси слідує висновок: одностороннє пошкодження розтягнутої арматури свідчить про аварійний стан залізобетонної конструкції.

Нерідко в технічній літературі пропонується відносний прогин звичайних згинальних залізобетонних елементів, більший за 1/150 прольоту, вважати ознакою аварійного стану конструкції. В інших джерелах аварійний стан конструкції пропонується вважати при відносному прогині, більшому або рівному 1/150.

Однак сам по собі прогин залізобетонних елементів свідчить лише про їх малу згинальну жорсткість. Тому про близькість до аварійного стану згинальних залізобетонних елементів можна судити по значеннях відносного прогину, який відповідає досягненню граничного стану за міцністю.

Насправді досягнення граничного стану першої групи в нормальному січенні може відбуватися при значеннях відносних прогинів, які значно відрізняються від 1/150 як в одну, так і в другу сторони.

Якщо тріщини в розтягнутій зоні елементу розкриті не більше, ніж наведені в таблиці 4.4 і відсутні ознаки руйнування стиснутої зони, то слід вважати стан конструкції ***передаварійним***.

При розкритті тріщин в розтягнутій зоні більше наведених в таблиці 4.4 і наявності ознак початку руйнування стиснутої зони бетону стан конструкції слід вважати ***аварійним***.

У багатьох випадках, коли нема видимих ознак перевантаження залізобетонних конструкцій, вони можуть знаходитись в передаварійному стані. Це буває тоді, коли не забезпечується стійкість конструкції. З огляду на це, при обстеженні таких конструкцій, особливу увагу слід звертати на пропуски або неякісне виконання вертикальних зв'язків, відсутність чи непроектне виконання зварки закладних деталей і таке інше. В таких випадках навіть при незначному збільшенні навантажень може статися обрушення конструкцій.

Залежно від наявних дефектів і пошкоджень технічний стан залізобетонних конструкцій міських будівель може бути кваліфікований згідно загальним ознакам, наведеним в таблиці 4.5.

Таблиця 4.5

Класифікація пошкоджень і дефектів залізобетонних і бетонних конструкцій міських будівель

Технічний стан (ступінь пошкодження)	Зменшення несучої здатності, %	Характерні види пошкодження
1	2	3
I Нормальний (дуже незначний)	**До 10**	Відсутність видимих пошкоджень. При оцінці міцності бетону зубилом остається неглибокий слід (див. табл. 4.6). При температурному впливі зміна кольору бетону незначна. Температурно-усадочні тріщини на поверхні бетону відсутні. Умови експлуатації виконуються згідно вимог чинних нормативних документів.

продовження табл. 4.5

1	2	3
II Задовільний (незначний або середній)	**До 20**	Незначні пошкодження, на окремих ділянках є окремі раковини, вибоїни, волосяні і температурно-усадочні тріщини. Захисний шар бетону при простукуванні молотком відколюється тільки по кутах на глибину до 20 мм. При визначенні міцності бетону зубилом остається помітний слід на його поверхні (див. табл. 4.6). При температурному впливі колір бетону міняється до рожевого відтінку. Прогин статично визначеної конструкції не перевищує допустимого. Забезпечуються нормальні умови експлуатації.
III Незадовільний (значний)	**До 40**	Пошкодження, дефекти і тріщини, які свідчать про зменшення несучої здатності конструкцій. На поверхні бетону є глибокі тріщини шириною розкриття ≤ 1.0 мм. Захисний шар бетону при простукуванні молотком відшаровується на глибину > 30 мм. При оцінці міцності бетону зубило легко вбивається в бетон на глибину до 10 мм (див. табл. 4.6). При ударі звук бетону глухий. При температурній дії колір бетону міняється до білого. Прогин статично визначеної конструкції перевищує допустимий в 2÷4 рази. Випинання стиснутої арматури. Зміщення і прогини конструкції. Порушені вимоги діючих норм, але небезпека обрушення відсутня. Необхідне підсилення і відновлення несучої здатності конструкції.

продовження табл. 4.5

1	2	3
IV Перед-аварійний, аварійний (повний)	**Понад 40** або повна втрата несучої здатності конструкції	Наявні пошкодження свідчать про непридатність конструкції до експлуатації, небезпеку її обрушення і перебування людей в зоні обстежуваної конструкції. Є тріщини шириною розкриття 1÷5 мм, тріщини або роздушування бетону в стиснутій зоні, тріщини в опорних вузлах, що порушують анкерування робочої арматури. Залишкові прогини конструкції в 5÷10 разів перевищують допустимі. При простукуванні бетону звук глухий, зубило легко вбивається в бетон на глибину до 20 мм. Оголення арматури, випинання стиснутої арматури, розрив розтягнутої арматури. Втрата стійкості та випинання стиснутих елементів. Порушення зчеплення арматури з бетоном. При температурному впливові спостерігаються сліди вогневої ерозії на глибину більше, як 30 мм. Необхідні невідкладні заходи для попередження аварії (влаштування тимчасових кріплень, розвантаження конструкції та інше). Необхідний капітальний ремонт з підсиленням чи заміною пошкоджених конструкцій в цілóму або окремих елементів.

Примітка. Табл. 4.5 є результатом науково-дослідних робіт з урахуванням та в розвиток положень чинних нормативних документів в області залізобетонних конструкцій [6; 8; 9; 30–36].

Таблиця 4.6

Орієнтовна оцінка міцності бетону при простукуванні поверхні молотком

Результати одного удару середньої сили молотком вагою 0.5–0.8 кг		Міцність бетону, МПа
Безпосередньо по поверхні бетону	По зубилу, встановленому на бетон	
1	2	3
На поверхні бетону остається слабкий слід, навкруг якого можуть відколюватись тонкі лещадки.	Неглибокий слід, лещадки не відколюються	Більше 20
На поверхні бетону остається помітний слід, навкруг якого можуть відколюватись тонкі лещадки.	Від поверхні бетону відколюються гострі лещадки	20÷10
Бетон кришиться і обсипається, при ударі по ребру відколюються великі Куски.	Зубило проникає в бетон на глибину до 5.0 мм, бетон кришиться	10÷7.0
Остається глибокий слід	Зубило забивається в бетон на глибину більше 5.0 мм	Менше 7.0

Користуючись таблицею 4.6, необхідно мати на увазі такі обставини:

- В залізобетонних конструкціях розрахункова ширина розкриття тріщин, яка визначається розрахунком, не повинна перевищувати 0,1÷0,3 мм, що забезпечить збереження арматури в різних умовах експлуатації.

В стінових панелях крупнопанельних будівель розкриття тріщин, що перетинають робочу арматуру, не повинне перевищувати 0,3 мм; взаємний зсув панелів – 0,6 мм; розкриття тріщин в бетоні омонолічування стикових з'єднань з антикорозійним покриттям – 11,0 мм.

4.2.4. Обстеження та оцінка технічного стану кам'яних конструкцій міських будівель

При обстеженні кам'яної кладки слід звертати увагу на тип кладки і товщину швів, наявність дефектних ділянок, стан надпроємних перемичок і наявність перекосів заповнення проємів. Виявлені пошкодження і дефекти наносяться на схеми, фотографії з текстовими поясненнями і систематизуються у вигляді графічних дефектних актів.

Обстеження кам'яних конструкцій включає:

- визначення стану та ефективності горизонтальної і вертикальної гідроізоляцій;

- виявлення дефектів, характеру і ступеню пошкодження видимих частин об'єкту або його окремих конструкцій, зміщення або зсув кладки стін, наявність пробитих в несучих елементах непроектних отворів і штрабів, наявність, розміри, характер тріщин, розморожування і вивітрювання кладки, зони замочування, розшарування і випадання окремих цеглин (каменів), розриви зв'язків, пошкодження кладки під опорами перемичок і прогонів, викривлення, випинання, відхилення від вертикалі стін і колон, поверхневі пошкодження цегли і розчину, зміни кольору та фактури лицювального шару і таке інше;

- визначення наявності та кількості арматури в швах кладки;

- випробування зразків цегли і розчину на міцність.

Камінь і розчин в кладці знаходяться в умовах складного напруженого стану навіть при рівномірно розподіленому навантаженні по всьому січенню стиснутого елементу. Вони одночасно підпадають під вплив позацентрового і місцевого стискання, згину, зрізання і розтягування. Це пояснюється тим, що щільність і жорсткість розчину по довжині і ширині шва внаслідок різних факторів (нерів-

номірність водовіддачі, усадка, нерівномірна товщина розчину, наявність вертикальних швів і пустот) неоднорідна. Основною причиною руйнування стиснутого каменю є згин і розтягування.

В роботі цегляної кладки на стискання розрізняють чотири стадії.

Перша стадія відповідає нормальній експлуатації, коли зусилля в кладці від навантаження не викликають видимих її пошкоджень.

Перехід кладки в ***другу стадію*** роботи характеризується появою невеликих тріщин в окремих цеглинах. В цій стадії кладка несе навантаження величиною 60÷80% від руйнівного без подальшого розвитку тріщин при незмінному навантаженні.

При збільшенні навантаження до 80÷90% від руйнівного відбувається виникнення і розвиток нових тріщин, які з'єднуються між собою, пересікаючи значну частину кладки у вертикальному напрямку. Це ***третя стадія***. При тривалій дії цього навантаження, навіть без його збільшення, буде поступово (внаслідок розвитку пластичних деформацій) відбуватися подальший розвиток тріщин, які розшаровують кладку на тонкі гнучкі стовпчики (призми).

В абсолютній більшості випадків третя стадія переходить в ***четверту*** – стадію втрати стійкості розчленованої тріщинами кладки (див. рис. 4.15, *а*).

Так як руйнування стиснутої кладки відбувається внаслідок втрати стійкості утворених після її розтріскування гнучких стовпчиків, то міцність кладки навіть при дуже міцному розчині завжди менше міцності цегли на стискання. Окрім марки цегли (R_1) на величину міцності кладки ($R_ф$) впливає марка розчину (R_2) і вид кладки.

Ріст міцності кладки зі збільшенням марки розчину затухає (див. рис. 4.16). Навіть при $R_2 = \infty$ міцність кладки

($R_ф$) менша за R_1:

$$R_ф = A \times R_1, \qquad (4.2)$$

де $A < 1$ – конструктивний коефіцієнт, завжди менший за одиницю.

Тому застосування для звичайних кладок розчинів високих марок (більше М75) не економічне.

Руйнування кам'яних елементів від навантаження, як правило, відбувається з утворенням видимих ознак руйнування у вигляді тріщин (див. рис. 4.15). Центрально-стиснуті кам'яні елементи від перенавантаження руйнуються з утворенням вертикальних тріщин, які розчленують елемент на ряд призм, які при подальшому навантаженні втрачають стійкість.

Для простінків стін, в яких окрім вертикальних зусиль діють ще згинальні моменти, зі сторони розтягнутої грані появляються тріщини від перенапруження (див. рис. 4.15, *б*).

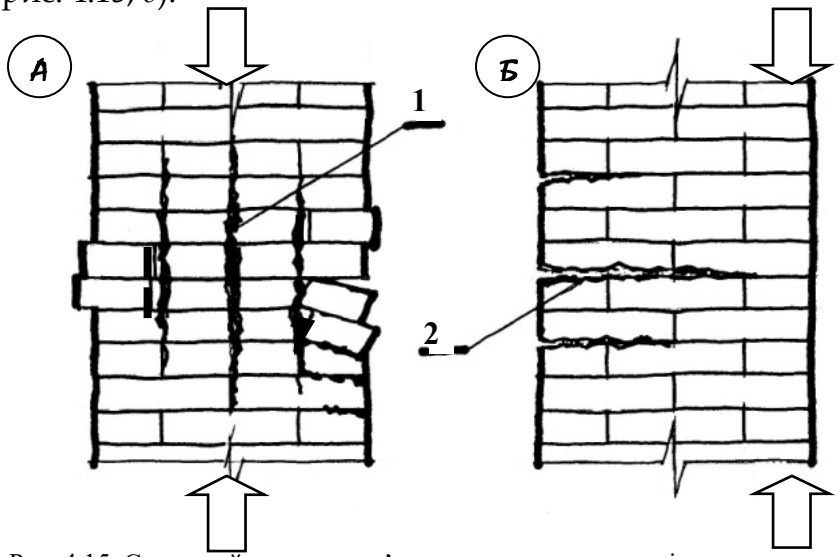


Рис. 4.15. Схема руйнування кам'яних стиснутих елементів: *а – центрально-стиснутих і позацентрово-стиснутих з малими ексцентриситетами; б – позацентрово-стиснутих з великими ексцентриситетами; 1 – поздовжня тріщина; 2 – поперечна тріщина*

Тріщини від перенавантаження в окремих цеглинах чи волосяні тріщини, що перетинають не більше двох рядів кладки, не являють загрози для міцності конструкцій.

Вертикальні і похилі тріщини в несучих простінках стін і колонах на висоту не більше чотирьох рядів кладки, відривання поздовжніх стін від поперечних на всю висоту, вертикальні тріщини в зоні поєднання пілястри зі стіною, вертикальні і похилі тріщини в кладці під опорами балок або ферм (див. рис. 4.17) довжиною більше 300 мм свідчать про ***аварійний стан*** конструкції внаслідок її перенапруження.

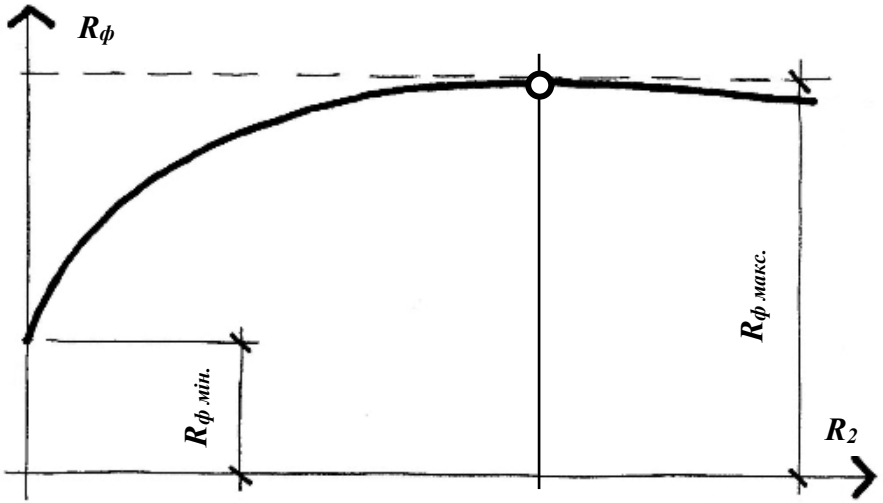


Рис. 4.16. Графік залежності міцності цегляної кладки від міцності розчину при стисканні

Про велике перенавантаження елементів кам'яної кладки можна судити по наявності в них тріщин. Тріщини можуть бути видимі, які виходять на поверхню кладки, і невидимі, які утворюються внаслідок внутрішнього розшарування. Однак не всі тріщини в кладці свідчать про її перенавантаження. Тріщини в кам'яній кладці можуть появлятися також в результаті нерівномірного осідання фу-

ндаментів і (або) температурного впливу.

При нерівномірному осіданні і (або) температурному впливові в результаті перерозподілу зусиль між елементами кладки може відбутися перенавантаження окремих елементів з утворенням в них ***силових*** тріщин.

Настання аварійного стану кам'яної кладки через її перенавантаження відповідає третій стадії напружено-деформованого стану кладки. Ця стадія характеризується появою часто розміщених вертикальних тріщин, які мають невелике розкриття і які проходять через вертикальні шви і декілька рядів кладки. Тріщини, що виходять на зовнішню поверхню кам'яного елементу, як правило, супроводжуються внутрішнім розшаруванням кладки. Це можна установити простукуванням кам'яного елементу. Якщо є його внутрішнє розшарування, то при ударі по поверхні кладки чути глухий звук. Як говорять будівельники, кладка при цьому «бубонить». Внутрішнє розшарування кладки часто приводить до випинання зовнішньої поверхні елементу.

Багато рекомендацій пропонують вважати недопустимим відхилення від вертикалі елементу кам'яної кладки більше, ніж на 1/3 довжини його січення. При врахуванні цих рекомендацій слід мати на увазі, що якщо відхилення від вертикалі допущене при виконанні кладки, то горизонтальна складова зусилля, яка виникає від цього відхилення, буде погашатися зв'язком відхиленого елементу з іншими ділянками кладки і перекриттями. При такому відхиленні від вертикалі кам'яного елементу слід виконати його розрахунок з урахуванням зв'язку з примкнутими елементами кладки і перекриттями.

При відхиленні ділянок стіни чи колони від вертикалі з відривом їх від сусідніх елементів стін, викликаним нерівномірним осіданням фундаментів, у випадку коли

стабілізації осідання не відбулось, появляється небезпека обрушення відхиленого елементу кам'яної кладки. Це слід вважати аварійним станом кладки.

Окремо стоячу стіну (елемент цегляної конструкції) можна вважати аварійною, якщо її висота виявляється більшою за визначену за формулою:

$$H \geq h^2 \times \gamma_f \times \rho \times g / c \times w \times \gamma, \qquad (4.3)$$

де h – товщина стіни;

γ_f = 0,98 – коефіцієнт надійності по навантаженню;

ρ – щільність кладки;

g – прискорення сили тяжіння;

c – аеродинамічний коефіцієнт;

w – швидкісний натиск;

γ – коефіцієнт надійності по вітровому навантаженню.

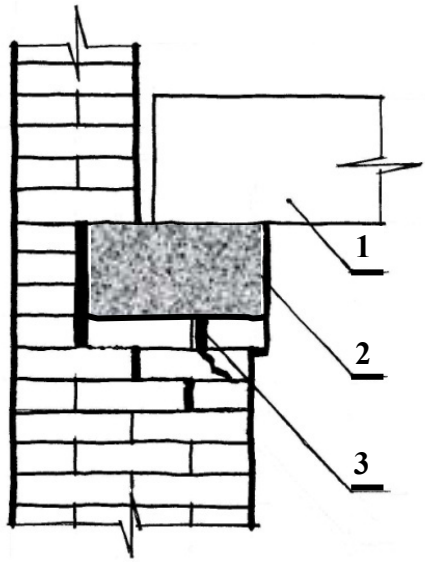


Рис. 4.17. Схема руйнування цегляної (кам'яної) кладки під опорною подушкою балки (перемички, прогону):
1 – балка (перемичка, прогон); 2 – опорна подушка балки (перемички, прогону); 3 – тріщини в опорній зоні цегляної кладки

4.2.4.1. Аналіз нормативних документів, які регламентують відхилення від вертикалі конструкцій міських будівель

А. – СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции [37]. ***Статус – недіючий з 01.01.2013 року***

– СП 70.13330.2012. Свод правил. Несущие и ограждающие конструкции. Load-bearing and separating constructions. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87 [38]. ***Статус – діючий з 01.06.2013 року на території російської федерації***

Даними документами граничні відхилення від вертикалі кладки стін і колон з цегли, керамічних каменів правильної форми і крупних блоків регламентуються максимальними величинами: 10 мм на поверх і 30 мм на будівлю висотою більше двох поверхів (табл. 34. на стор. 112 СНиП 3.03.01-87 [37], табл. 9.8 на стор. 123 СП 70.13330.2012 [38]).

Б. На території України на зміну СНиП 3.03.01-87 [37] в структурі Нормативних документів актуалізовано відразу декілька Норм, а саме:

- ***ДБН В.2.6-33:2018. Конструкції зовнішніх стін з фасадною теплоізоляцією. Вимоги до проектування, улаштування та експлуатації. Construction of outward walls with façade heat insulation. Requiremtnts for design. К.: Мінрегіонбуд України, 2018.-21 с. [39];***
- ***ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. К.: Мінрегіонбуд України, 2011.-71 с. [31];***

- ***ДБН В.2.6-161:2017. Дерев'яні конструкції. Основні положення. К. : Мінрегіонбуд України, 2017. – 111 с. [40];***
- ***ДБН В.2.6-160:2010. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення. К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 102 с. [41];***
- ***ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. К. : Мінрегіонбуд України, 2014. – 199 с. [42].***
- ***ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. Bases and foundations of buildins and structures. Main principles. Мінрегінбуд України. К. : 2018. – 36 с. [43];***
- ***ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. The constructions of buildins and structures. Design of masonry structures. General rules. К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 97 с. [44].***

В. Нормами ДБН В.2.6-33:2018 [39], ДБН В.2.6-98:2009 [31], ДБН В.2.6-161:2017 [40], ДБН В.2.6-160:2010 [41], ДБН В.2.6-198:2014 [42] на території України максимальний відносний крен $i_{відн.}$ і максимальний лінійний крен (максимальне відхилення від вертикалі) $l_{макс.}$ міських будівель не регламентуються.

Г. Нормами ДБН В.2.1-10:2018 [43] на території України регламентуються максимальні осідання S_{max} фундаментів несучих стін, максимальна відносна різниця осідань $(\Delta S/L)$ фундаментів сусідніх несучих стін і максимальний відносний крен $i_{відн.}$ будівлі (споруди).

Норми ДБН В.2.6-162:2010 [44] встановлюють основні вимоги, яким повинні відповідати кам'яні та армокам'яні конструкції будівель, а також основні правила щодо їх

проектування. При розробленні цих Норм враховані положення і принципи EN 1996-1-1 Єврокоду 6: Проектування кам'яних конструкцій. Частина 1-1: Загальні правила для армованих і неармованих конструкцій [45].

Норми ***ДБН В.2.6-162:2010*** [44] застосовуються в проектуванні будівель та інженерних споруд або їх складових частин із застосуванням неармованої, армованої, попередньо напруженої та анкерної кладки тільки граничного стану 1-ї та 2-ї груп, а також довговічності конструкцій. Інші вимоги, як наприклад, вимоги щодо пожежної безпеки, тепло- і звукоізоляції, сейсмостійкості і таке інше, не розглядаються.

Числові величини чинників, що впливають на об'єкти цивільного і промислового будівництва, які необхідно враховувати в розрахунках при проектуванні, не наводяться.

Дані Норми використовуються разом з ДБН В.1.1-12, ДБН В.1.2-2, ДБН В.1.2-7, ДБН В.1.2-14, ДСТУ Б В.1.2-3.

В розділі 10.5 «***Аналіз елементів конструкції***» ***ДБН В.2.6-162:2010*** [45] зазначено:

п. 10.5.1.1. При розрахунку вертикально завантажених стін необхідно враховувати (приймати максимально допустимим), зокрема, наступне:

- випадкові ексцентриситети $e_{init.} \times t$ ***, які викликані в результаті відхилень від запланованої конструкції*** і відмінностей фізичних властивостей окремих компонентів;

- ексцентриситети*, що отримані з планування стін*, а також взаємодії перекриттів з діафрагмами жорсткості;

- випадкові ексцентриситети $e_{init.} \times t$ ***внаслідок нето-***

чності при будівництві і різних властивостей будівельних матеріалів.

п. 10.5.1.1.3. Величина випадкового ексцентриситету $e_{init} \times t$ приймається для повної висоти стіни, щоб врахувати дефекти будівництва.

п. 10.5.1.1.4. ***Максимальна величина випадкового ексцентриситету*** $e_{init} \times t$ ***визначається*** згідно *п. 10.5.1.2* ***за формулою:***

$$e_{init.макс.} \times t = h_{ef} \; / \; 450, \qquad (4.4)$$

де t – товщина стіни;

$h_{ef} = \rho_n \times h$ – значення вільної висоти стіни, розраховане згідно п. 10.5.1.2 залежно від закріплення стіни до діафрагми і жорсткості елементів конструкції (жорсткості стін можуть додавати перекриття, покриття, поперечні стіни, інші жорсткі елементи конструкції, з якими пов'язана стіна);

$\rho_n = 0.75 \div 1.0$ – зменшувальний коефіцієнт, визначається залежно від жорсткості стіни, згідно *п. 10.5.1.2.10;*

h – висота одного поверху будівлі в світлі.

Загалóм, залежно від наявних дефектів і пошкоджень технічний стан кам'яних конструкцій (стін, колон і таке інше) міських будівель може бути кваліфікований згідно загальним ознакам, наведеним в таблиці 4.7.

Таблиця 4.7

Класифікація пошкоджень і дефектів кам'яних конструкцій міських будівель

Технічний стан (ступінь пошкодження)	Зменшення несучої здатності, %	Характерні види пошкодження
1	2	3
I Нормальний (дуже незначний)	До 10	Вивітрювання кладки на глибину до 10% товщини конструкції. Тріщини (незалежно від довжини і ширини розкриття), які перетинають до 2-х рядів кладки.
II Задовільний (незначний або середній)	До 20	Вивітрювання кладки на глибину до 20% товщини конструкції. Тріщини в несучих стінах і колонах на висоту до 4-х рядів кладки. Нахили і випинання стін в межах поверху до 1/6 їх товщини. Утворення вертикальних тріщин між поздовжніми і поперечними стінами. Місцеве пошкодження кладки на глибину до 20 мм під опорами несучих елементів; вертикальні тріщини по кінцях опор, на висоту до 2-х рядів кладки. Зміщення плит перекриттів на опорах до 1/5 глибини обпирання, але не більше, як 20 мм. Вогневе пошкодження кладки на глибину до 20 мм.
III Не придатний для нормальної експлуатації (значний)	До 50	Обвали в стінах. Руйнування кладки на глибину до 40% товщини конструкції. Тріщини в несучих стінах і колонах на висоту до 8 рядів кладки. Нахили і випинання стін в межах поверху більше 1/3 їх товщини. Зміщення стін і колон по горизонтальних швах. Відривання поздовжніх стін від поперечних, висмикування металевих зв'язків кріплення стін до колон і перекриттів. Пошкодження кладки під опорами балок і перемичок у вигляді тріщин або зміщення рядів кладки по горизонтальних швах на глибину більше 20 мм, утворення тріщин, які перетинають до 4-х рядів кладки. Зміщення плит перекриттів на опорах більше 1/5 глибини обпирання на стіну. Вогневе пошкодження кладки стін і колон до 60 мм.

продовження табл. 4.7

1	2	3
IV Аварійний (повний)	Понад 50 або повна втрата несучої здатності конструкції	Нахили і випинання стін в межах поверху на 1/3 їх товщини і більше. Зміщення стін, стовпів і фундаментів по горизонтальних швах. Відрив поздовжніх стін від поперечних, розрив або висмикування металевих з'єднань і анкерів кріплення стін до колон і перекриттів. Пошкодження кладки під опорами ферм, балок або перемичок у вигляді тріщин, подрібнення каменів або зміщення рядів кладки по горизонтальних швах на глибину більше 20 мм. Утворення вертикальних і похилих тріщин, що перетинають більше 4-х рядів кладки. Зміщення плит перекриттів на опорах більше 1/5 глибини закладання в стінах. Обрушення ділянок стін, руйнування окремих конструкцій і частин будівлі. Руйнування і вивітрювання кладки на глибину більше 50% товщини стіни.

Примітка. Табл. 4.7 є результатом науково-дослідних робіт з урахуванням та в розвиток положень чинних нормативних документів в області кам'яних конструкцій [6; 21; 22; 33; 44; 46–51].

Користуючись таблицею 4.7, слід мати на увазі, що поява видимих тріщин в цегляній кладці пов'язана з перевищенням її граничної розтяжності або стисливості.

Граничні деформації розтягування цегляної кладки приймаються рівними 0,0002, а граничні деформації стискання – 0,001.

При наявності армування кладки ці значення збільшуються на 25,0%.

4.2.5. Обстеження та оцінка технічного стану дерев'яних конструкцій міських будівель

При обстеженні дерев'яних конструкцій слід звертати увагу на наявність факторів і природних дефектів, які впливають на механічні властивості деревини, а саме:

- перевищення в несучих конструкціях та елементах нормативних значень напружень і деформацій;
- механічні пошкодження конструкцій та елементів;
- зменшення несучої здатності конструкцій та елементів внаслідок використання матеріалів низької якості;
- пошкодження конструкцій та елементів комахами і шашелем;
- пошкодження конструкцій та елементів внаслідок впливу агресивних середовищ;
- пошкодження конструкцій гнилизною;
- вологість середовища, в якому експлуатується конструкція (підвищення вологості зменшує механічні властивості деревини, що необхідно враховувати в розрахунках несучої здатності);
- вплив вогню або від'ємної температури, в якій експлуатується конструкція (при заморожуванні вологої деревини збільшується хрупкість і небезпека її розколювання, при підвищенні температури модуль пружності деревини зменшується, а деформації елементів і конструкцій збільшуються);
- наявність косих пластів в деревині конструкції (явище розповсюджене – стволи сосон з косими пластами складають до 80 % загальної кількості дерев); найнегативніше наявність косих пластів впливає на міцність розтягнутих елементів конструкцій; конструкція з косими пластами при висиханні може розтріскуватися;

- наявність сучків, які знижують міцність розтягнутих елементів і розтягнутої зони згинальних елементів;

- тріщини – порушують суцільність деревини, створюють небезпеку розшарування елементів; найнебезпечнішими є тріщини по площинах сколювання і в з'єднаннях.

Обстеження дерев'яних конструкцій включає:

- виконання обмірних креслень несучих конструкцій та елементів;
- визначення фактично діючих на дерев'яні конструкції навантажень і впливів;
- аналіз просторового розкріплення конструкцій;
- вимірювання основних деформацій несучих конструкцій (прогинів, відносних зміщень вузлів, викривлення стиснутих елементів);
- відбір (за необхідності) з елементів конструкцій зразків для лабораторного дослідження фізико-механічних властивостей деревини, визначення видів грибів і шашелю, вологості і таке інше;
- визначення стану та ефективності гідроізоляції і захисних покриттів;
- виявлення характеру і ступеню пошкодження видимих частин об'єкту (наявність та розміри тріщин, розшарування, розрив зв'язків, місцеві зминання деревини, викривлення, випинання, відхилення від вертикалі, порушення суцільності окремих елементів, поверхневі пошкодження, зміни кольору поверхонь дерев'яних конструкцій).

При руйнуванні дерев'яних елементів ***від перенавантаження*** переважним є руйнування з'єднань, стиків і вузлів конструкції. Можливі також руйнування стиснутих стержнів від втрати стійкості, розтягнутих і згинальних елементів.

Деревина на стискання працює пружно-пластично, а на розтягування – пружно. Перед руйнуванням згинального дерев'яного елементу в його стиснутій зоні деревина працює пластично, а в розтягнутій зоні деформації в основному пружні. Руйнування нормального січення згинального елементу відбувається при розриві його розтягнутих волокон. Ознакою наближення руйнування може служити початок втрати стійкості стиснутих волокон, яка супроводжуються випинанням деревини в стиснутій зоні (на поверхні стиснутої грані утворюються складки).

Загнивання деревини зустрічається найчастіше в зонах опор балок і ферм, що приводить до зменшення робочого січення елементів і зниженню механічних властивостей деревини. Швидкість руйнування елементів від гниття може бути доволі високою. Відомі приклади втрати міцності деревини через три роки після початку експлуатації будівлі.

Появу і розвиток гнилизни викликають домові гриби (справжні, білі, плівкові і шахтні), що живляться живими чи мертвими рослинами. Гниття деревини в конструкціях починається (в умовах поганої інсоляції та провітрювання) зі всмоктування нею вологи, а продовжується при виділенні вологи в гниючій деревині. При цьому відбувається поступове руйнування кліткової тканини, деревина втрачає в масі, в ній появляються поздовжні і поперечні тріщини, вона розпадається на кусочки або розшаровується. Руйнування продовжується до повної втрати міцності деревини. Умовами, що сприяють розвитку гниття є вологість деревини в межах 20÷70%, температура в межах 15÷30° і наявність кисню. Заморожування деревини зупиняє розвиток гриба, нагрівання до +80° вбиває грибницю, а при температурі +120° гинуть спори.

Небезпека пошкодження при загниванні оцінюється

залежно від ступеню ураження елементу. При загниванні її відповідальних елементів (шпонок, вузлових подушок, нагелів) ці елементи, як правило, знаходяться в аварійному стані.

Сучки́ значно зменшують міцність елементів. Особливо небезпечні сучки в розтягнутих елементах чи в розтягнутій зоні згинальних елементів при розміщенні їх на кромці елементу.

Обрушення дерев'яних конструкцій найчастіше відбувається через ***низьку якість стиків їхніх елементів***. Беззаперечною ознакою аварійного стану розтягнутих стиків є наявність поздовжніх тріщин біля нагелів і цвяхів (див. рис. 4.18). При цьому відбувається виключення з роботи нагелів і цвяхів, біля яких виникли тріщини.

Небезпечним для конструкції є сколювання площадок у лобових врубках (див. рис. 4.19). В цьому випадку все зусилля в примкнутому елементі буде передаватись на стяжний болт, що зазвичай, призводить до згинання болта і зминання деревини в обох з'єднаних елементах.

При відсутності стяжного болта в лобовій врубці стан дерев'яної конструкції слід вважати передаварійним, так як у випадку сколювання відбудеться обрушення конструкції.

Так само, як і для конструкцій з інших матеріалів, напружений стан дерев'яних елементів можна оцінювати за їх прогинами. Відносні прогини дерев'яних балок симетричного поперечного січення при досягненні в нормальних січеннях граничного стану першої групи виражаються рівнянням:

$$f / l = R_u \times l \times k / E \times h, \qquad (4.5)$$

де R_u – розрахунковий опір деревини на згинання;

l – розрахунковий проліт балки;

k – коефіцієнт умов обпирання;

E – модуль пружності деревини;

h – висота поперечного січення елементу.

Якщо відносний прогин обстежуваної конструкції перевищує відносний прогин ***f/l***, підрахований за формулою (4.5), то конструкція знаходиться в аварійному стані.

Руйнування розтягнутих елементів (наприклад, нижній пояс дерев'яних ферм) відбувається, як правило, раптово і завжди викликає обрушення конструкції, в той час, як випинання стиснутого елементу від втрати стійкості (наприклад, стиснутий пояс дерев'яної ферми) приводить до значної деформації конструкції і служить сигналом про її аварійний стан.

При згинанні відбувається спочатку випинання волокон стиснутої зони, а потім відбувається розрив розтягнутих волокон. Руйнуванню при згинанні завжди передує значна деформація. Втрата несучої здатності при сколюванні дерев'яних елементів відбувається миттєво.

Значні місцеві зминання деревини в з'єднаннях, тріщини в стикових накладках, зломи, сколи врубок, а також втрата стійкості однозначно характеризують аварійний стан конструкції.

Викривлення всієї конструкції або окремих її елементів: поясів, стінок, ребер жорсткості більше 5,0 мм на 1,0 м прольоту конструкції підлягає обов'язковому ремонту.

Відхилення площини конструкції від вертикалі більше 8,0 мм на 1,0 м висоти конструкції слід відносити до незадовільного її стану.

Дуже часто елементи дерев'яних конструкцій (колоди, бруси) мають поздовжні тріщини, викликані усушкою матеріалу. Ці тріщини в згинальних і стиснутих елементах мало впливають на їх несучу здатність. Але якщо такі поздовжні тріщини в розтягнутих елементах співпадають з розміщенням нагелів, то це призводить до деформації

стиків і зниженню їх міцності. За розвитком таких тріщин необхідно організовувати спостереження; через тріщини в середину елемента проникають пил, сирість і спори грибів, що викликають гнилизну.

Залежно від наявних дефектів і пошкоджень технічний стан дерев'яних конструкцій міських будівель може бути кваліфікований згідно загальним ознакам, наведеним в таблиці 4.8.

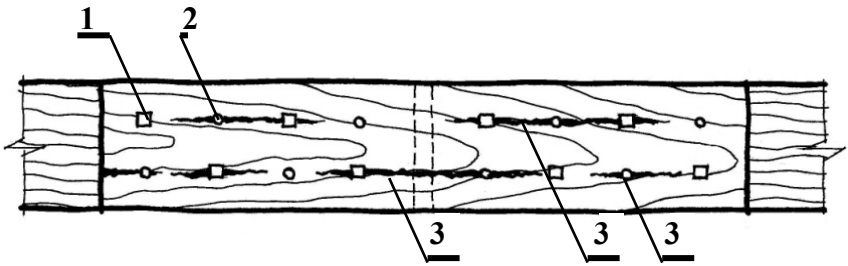


Рис. 4.18. Схема тріщин біля нагелів і цвяхів у розтягнутому стику дерев'яних елементів, які свідчать про небезпеку руйнування стика: *1 – нагель; 2 – цвях; 3 – поздовжні тріщини*

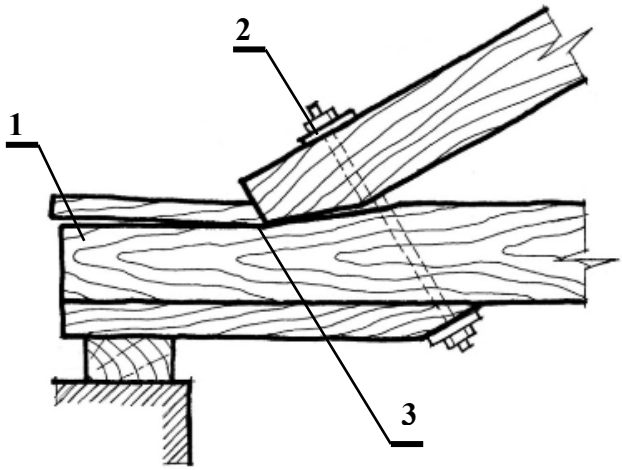


Рис. 4.19. Сколювання площадки в лобовій врубці, яке потенційно може привести до обрушення всієї конструкції: *1 – лінія сколювання; 2 – стяжний болт; 3 – місцеве зминання деревини*

Таблиця 4.8

Класифікація пошкоджень і дефектів дерев'яних конструкцій міських будівель

Технічний стан (ступінь пошкодження)	Загальна характеристика стану, основні дефекти і пошкодження	Зменшення несучої здатності, %
1	2	3
I Нормальний (дуже незначний)	Фактичні зусилля в елементах та перерізах не перевищують допустимих. Відсутні дефекти і пошкодження, які впливають на нормальну експлуатацію, або знижують несучу здатність і довговічність. Відсутні ознаки, що характеризують зношування конструкцій і пошкодження захисних покриттів. Конструкції в основному справні. Матеріал конструкцій і умови експлуатації відповідають вимогам проекту і чинних нормативних документів.	0÷5
II Задовільний (незначний)	Конструкція в цілóму придатна до експлуатації, але потрібні підсилення. Елементи пошкоджені незлоякісною гниллю або жуками-короїдами в поверхневому шарі глибиною до 10÷15 мм при ослабленні поперечного січення до 15%. За несучою здатністю та умовами експлуатації конструкція відповідає стану **I (нормальний)**. Мають місце дефекти і пошкодження, які можуть зменшити довговічність конструкції.	6÷15
III Незадовільний (середній)	Експлуатація конструкції можлива тільки за умови проведення її капітального ремонту. Елементи пошкоджені незлоякісною гниллю або жуками-короїдами в поверхневому шарі глибиною до 25 мм. Ослаблення поперечного січення не перевищують 50%. Конструкція перевантажена або мають місце дефекти і пошкодження, що свідчать про зниження її несучої здатності.	16÷40

продовження табл. 4.8

1	2	3
IV Перед-аварійний (значний)	Те саме, що і за станом конструкції **III (незадовільний)**, але на основі розрахунків та аналізу дефектів і пошкоджень неможливо гарантувати цілісність конструкцій на період підсилення, особливо, якщо можливий «крихкий» характер руйнування. Прогини згинальних елементів більші за 1/75 прольоту.	41÷60
V Аварійний (повний)	Те саме, що і за станом конструкції **IV (передаварійний)**, але додатково до цього: втрата місцевої стійкості конструкцій (випинання з вертикальної площини балок і колон); обмежене виконання функцій конструктивними елементами можливе після виконання попереджувальних заходів (тимчасового підсилення, кріплення, розвантаження) або повної заміни конструктивного елементу. Прогини більші за 0.01 довжини прольоту елемента. Наявність поздовжніх тріщин в елементах, сколювання площадки або відсутність стяжного болта в лобовій врубці. Випинання деревини в стиснутій зоні. Гнилизна елементів більше 30% січення. Відносний прогин перевищує допустиме значення.	Більше 60

Примітка. Табл. 4.8 є результатом науково-дослідних робіт з урахуванням та в розвиток положень чинних нормативних та інструктивних документів в області дерев'яних конструкцій [6; 33; 49; 53–55].

4.2.6. Обстеження та оцінка технічного стану конструкцій покрівель та гідроізоляції міських будівель

Важливість обстеження та визначення технічного стану покрівлі та гідроізоляції полягає в тому, що цілісність їх забезпечує захист усіх конструкцій будівлі від вологи. Гідроізоляційні покриття і покрівлі підпадають під дію реологічних, кліматичних, механічних і агресивних факторів (впливів), які приводять до руйнування конструкцій даху, зволоження і втрати теплотехнічних властивостей утеплювача, руйнування підземних частин будівель.

Пошкодження покриттів і покрівель оцінюють за розмірами та ступенем їх руйнування.

За розмірами руйнування покрівель пошкодження і дефекти поділяють на:

- точкові, зосереджені на площі до 1.0 м^2,
- локальні на площі до 100 м^2,
- суцільні, тобто часті точкові або сполучені локальні пошкодження, що займають загалóм більше 40% площі усієї покрівлі.

Точкові пошкодження покрівель найчастіше є результатом механічної дії. Це проломи, прориви шару покриття, здуття, загортання полотнищ рулонної покрівлі, наскрізні прориви, раковини, лущення, наскрізні тріщини покрівельних плит; сколи, проломи або викришування окремих листів азбестоцементних покрівель, дрібні свищі, пробоїни, корозія окремих листів бляшаних покрівель.

Локальні пошкодження покрівель є наслідком низької якості застосованих матеріалів або виконання покрівельних робіт. До них належать: старіння гідроізоляційного шару в ендовах і примиканнях, загортання полотнищ рулонного килиму, відшарування, здуття одного з шарів ру-

лонної покрівлі, розриви покрівельного килиму над стиками плит покриття, відшарування та корозія в єндовах, тріщини в примиканнях, суцільне лущіння мастикового гідроізоляційного шару у водозбірних лотках; тріщини, сколи, проломи азбестоцементної покрівлі, корозія, свищі, пробоїни в єндовах і окремих листах бляшаної покрівлі.

За ступенем руйнування покрівельного килиму пошкодження поділяють на руйнування захисного шару, руйнування місць примикання, руйнування карнизної частини покриття, руйнування одного або більше шарів покрівельного килиму і теплоізоляційного шару під ними.

В обстеження покрівлі включають візуальний огляд, інструментальні виміри і комплекс лабораторних випробувань відібраних зразків матеріалів покриття.

Візуально визначають стан відкритих елементів конструкцій даху: нижньої площини покриття, захисного верхнього шару покрівлі. ***Інструментальними вимірами*** визначають площу покрівлі, площу руйнувань, похили, вигини, прогини покриття і покрівлі.

Лабораторні дослідження зразків покрівельного і гідроізоляційного матеріалів проводять у відповідності з вимогами ДСТУ Б В.2.7-84-99 (ГОСТ 26589-94). Лабораторними дослідженнями визначають стан прихованих конструктивних елементів: паро-, термоізоляції, вирівнювальної стяжки, а також ступінь корозії матеріалу покрівлі.

Для оцінки гідроізоляційних властивостей виявляють сліди протікання покрівлі на стелі і стінах приміщень, які знаходяться безпосередньо під дахом. Місця протікань наносять на план покриття та суміщають їх з відміченими пошкодженнями покрівельного килиму.

Протікання покрівель можуть бути викликані:

- для бляшаних покрівель розкриттям гребенів і фальців, застоєм води в карнизній частині, наявністю одина-

рних фальців у жолобах, отворів через корозію і пробоїни;

- для рулонних покрівель тріщинами і руйнуванням рулонного килима, незадовільним зароблennям рулонного килима у вертикальні стіни і в місцях проходження труб через покрівлю, застоюванням води внаслідок зворотнього похилу покрівлі, засмічуванням водовідвідних пристроїв водостічних труб, водозбірних лійок і таке інше;

- для покрівель зі штучних матеріалів (азбестоцементних листів, черепиці і таке інше) внаслідок зміщення, короблення і пошкодження окремих покрівельних елементів, відсутності нормативного напуску, нещільностей в примиканнях, ослаблення кріплення до обрешітки.

Дефектом дахів також є відсутність покрівлі на парапетах стін, недостатній винос карнизу і відсутність капельників на покрівлі, які приводять до зволоження стін. Протікання в покрівлі викликають зволоження і промерзання утеплювача, що приводить до збільшення навантажень на будівельні конструкції даху і може привести до його обрушення.

Бляшана покрівля, яка має суцільну корозію, підлягає повній або частковій заміні. Розвитку корозії бляшаної покрівлі сприяє сміття і будівельні відходи на покрівлі, а також погане провітрювання дахів, що приводить до появи конденсату на внутрішній поверхні покрівлі.

Руйнування рулонних покрівель супроводжується утворенням в них тріщин, поривів, вздуття і відшарування рулонного килиму, викликаних порушенням технології виготовлення, а також температурними деформаціями.

До основних недоліків виконання робіт при влаштуванні рулонних покрівель відносяться:

- нерівності основи, які приводять до утворення на поверхні килима місць застоювання води та інтенсивному руйнуванню рулонного килима;

- укладання рулонного матеріалу на вологу основу, що викликає відшарування килима, появу під ним повітряних пухирів;

- неправильна обробка лійок внутрішнього водостоку, ненадійне примикання рулонного килиму до стін і парапетів, внаслідок чого рулонний килим відшаровується від вертикальних поверхонь.

Азбестоцементна покрівля з часом реологічно втрачає свої водозахисні властивості. Її зовнішня поверхня стає шорсткою і нещільною. Кромки листів легко викришуються і відколюються. Покрівля на затінених місцях нерідко покривається лишайником. Відбувається короблення листів з утворенням тріщин. Азбестоцементні листи з тріщинами і сколами непридатні для подальшої експлуатації.

Протікання покрівлі і підвищена вологість на горищах, відсутність ізоляції між дерев'яними частинами і кладкою викликають гниття мауерлатів, стропильних ніг, обрешітки даху. Корозія металевих зв'язків і кріплень карнизів до панелів покриття чи анкерів у кладці, а також їх перенавантаження від ремонтних люльок може призвести до обрушення карнизів.

До ***гідроізоляційних*** відносять покриття з щільних водонепроникних плівок з обмазувальних, рулонних або інших матеріалів, призначених для захисту будівельних конструкцій від проникнення атмосферної, інфільтраційної, капілярної вологи в конструкції будівлі (див. рис. 4.1).

Необхідно розрізняти гідроізоляцію і пароізоляцію. Гідроізоляція призначена для захисту від вологи зовнішніх конструкцій і фундаментів, тоді як пароізоляція захищає від водяної пари і конденсату, які можуть утворюватися всередині будівлі.

Обстежуючи ***гідроізоляцію фундаменту***, необхідно знати, що вона відрізняється за методом нанесення та

принципом дії. Згідно з цим критерієм виділяють:

– ***Рулонну.*** Рулонна або обклеювальна гідроізоляція передбачає приклеювання певних матеріалів і застосовується тільки на зовнішніх поверхнях будівель. Рулонна гідроізоляція може бути бітумна (найчастіше використовується для покрівлі дахів, рідше для підлоги і фундаменту) та полімерна (має у складі армований поліетилен, тому ідеально підходить для покрівельних робіт).

– ***Обмазувальну.*** Обмазувальна гідроізоляція є найпростішим способом рідкої гідроізоляції фундаменту за допомогою різних мастик. Вони можуть бути на основі нафти та бітуму, у вигляді гумово-бітумної суміші, з сухого цементу та мінерального наповнювача або полімерні з домішками бітуму. Відрізняється довговічністю, екологічністю та універсальністю використання.

– ***Ін'єкційну.*** За допомогою ін'єкційної гідроізоляції розчин вводиться в тріщини, пори та шви фундаменту, тобто в області, які найбільше потребують захисту від проникнення вологи. Для такої ізоляції використовуються спеціальні полімери, тому вона найчастіше буває на основі епоксидних, поліуретанових та акрилатних смол.

– ***Проникаючої дії.*** Суміш з портландцементу, кварцового піску, спеціальних присадок та активних хімічних елементів. Завдяки цьому розчин проникає в фундамент та створює нерозчинні сполуки, які забезпечують високий рівень захисту.

Матеріали для гідроізоляції фундаментів і фундаментно-підвальних частин (ФПЧ) будівель обираються залежно від виду гідроізоляції та ґрунтової основи фундаменту. Основні матеріали можна умовно розділити на такі групи:

- ***Гідроізоляційні штукатурні матеріали*** на основі цементу. Вони досить розповсюджені, мають невелику

вартість та не потребують спеціального устаткування.

- ***Обмазувальні бітумно-полімерні та поліуретанові мастики.*** Мають зручний спосіб нанесення, висихаючи, одразу утворюють на поверхні безшовний гумоподібний шар.

- ***Рулонні бітумно-полімерні матеріали***. Створюють щільну захисну оболонку та захищають фундамент від утворення тріщин.

- ***Рулонні полімерні мембрани.*** Створюють щільну захисну оболонку зі спеціалізованого полімерного матеріалу. Захищають від агресивної дії середовища та гідростатичного тиску води.

- ***Гідроізоляційні матеріали проникаючої дії.*** Виглядають як сухі суміші з цементу, кварцового піску та хімічно активної частини.

- ***Ін'єкційні матеріали.*** Серед найпопулярніших – метилакрилатні гелі та поліуретанові ін'єкційні речовини або композиції на основі епоксидних смол.

В процесі обстеження гідроізоляційних покриттів міських будівель можна виділити прямий та опосередкований методи визначення їх технічного стану.

Прямим методом визначення технічного стану зовнішньої вертикальної і горизонтальної гідроізоляції стін фундаментів і ФПЧ є розкриття і візуальний огляд вказаних конструкцій. При цьому, якщо відмітка горизонтальної гідроізоляції зовнішніх стін знаходиться нижче відмостки будівлі, то технічний стан гідроізоляції можна характеризувати, як незадовільний.

Опосередкованим методом визначення технічного стану вертикальної і горизонтальної гідроізоляції стін фундаментів і ФПЧ може бути візуальний огляд внутрішніх поверхонь стін і підлоги ФПЧ без розкриття конструкцій нижче відмостки і підлоги ФПЧ.

Якщо поверхні стін і підлоги ФПЧ вологі, то однозначно технічний стан вертикальної і (або) горизонтальної гідроізоляції стан вказаних конструкцій є незадовільним.

Залежно від наявних дефектів і пошкоджень технічний стан покрівель та гідроізоляційних покриттів міських будівель може бути кваліфікований згідно загальним ознакам, наведеним в таблиці 4.9.

Таблиця 4.9

Класифікація пошкоджень і дефектів покрівель та гідроізоляційних покриттів міських будівель

Технічний стан (ступінь пошкодження)	Загальна характеристика стану, основні дефекти і пошкодження
1	2
I Нормальний (дуже незначний)	Дефекти і пошкодження, які впливають на нормальну експлуатацію і знижують довговічність покрівлі, ознаки, що характеризують зношування конструкцій і пошкодження захисних покриттів, відсутні. Матеріал конструкцій і (або) умови експлуатації відповідають вимогам проекту і діючих нормативних документів. Окремі точкові дефекти покрівельного гідроізоляційного шару, зосереджені на площі до 1,0 м^2 покрівлі. Окремі руйнування захисного шару гідроізоляційного килиму (бляхи). Протікання покрівлі не виявлені. Ступінь пошкоджень до 10%.
II Задовільний (незначний)	Матеріал конструкцій і (або) умови експлуатації відповідають вимогам проекту і діючих нормативних документів. Точкові дефекти гідроізоляційного шару, зосереджені на площі до 1,0 м^2 покрівлі. Окремі локальні дефекти, розміщені на площі до 100 м^2 покрівлі. Руйнування захисного шару та місць примикання гідроізоляційного матеріалу до парапетних стін. Протікання покрівлі не виявлені. Ступінь пошкоджень 11÷20%.

продовження табл. 4.9

1	2
III Незадовільний (середній або значний)	Експлуатація конструкції можлива за умови проведення капітального ремонту. Матеріал конструкцій і (або) умови експлуатації частково не відповідають вимогам чинних нормативних документів. Масові локальні дефекти на площі до 100 м^2 покрівлі, обсяг яких не перевищує 40% усієї площі покрівлі. Руйнування захисного шару та місць примикання гідроізоляційного килиму до парапетних стін, конструкції карнизу. Окремі протікання, обсягом до 20% усієї площі покрівлі. Ступінь пошкоджень 21÷40%.
IV Передаварійний або непридатний для нормальної експлуатації (значний)	Подальша експлуатація конструкції можлива за умови проведення її відновлення або заміни. Матеріал конструкцій і умови експлуатації не відповідають вимогам чинних нормативних документів, що зменшило довговічність конструкції. Масові локальні дефекти, розміщені на площі до 100 м^2 покрівлі обсягом 40÷70% усієї площі покрівлі. Руйнування захисного шару та місць примикання гідроізоляційного килиму до парапетних стін, конструкції карнизу, основних шарів покрівельного килиму. Протікання обсягом 20÷40% усієї площі покрівлі. Ступінь пошкоджень 41÷60%.
V Аварійний або непридатний для подальшої експлуатації (повний)	Подальша експлуатація конструкції неможлива. Матеріал конструкцій і умови експлуатації не відповідають вимогам проекту і діючих нормативних документів. Масові сполучені локальні дефекти, розміщені на площі до 100 м^2 покрівлі, обсягом більше 70% усієї площі покрівлі. Руйнування захисного шару та місць примикання гідроізоляційного килиму до парапетних стін, конструкції карнизної частини покриття, основних шарів покрівельного килиму і теплоізоляційного шару під ними. Масові протікання, обсяг яких перевищує 40% усієї площі покрівлі. Ступінь пошкоджень більше 60%.

Примітка. Табл. 4.9 є результатом науково-дослідних робіт з урахуванням та в розвиток положень чинних нормативних та інструктивних документів в області покрівель та гідроізоляційних покриттів [6; 26; 55–61].

4.2.7. Обстеження та оцінка технічного стану внутрішніх інженерних систем міських будівель

Обстеження будь-якого інженерного обладнання має відповідати вимогам ГОСТ Р 31937-2011 «Будівлі та споруди. Правила обстеження та моніторингу технічного стану», Закону України «Про енергетичну ефективність будівель» з урахуванням вимог Директиви 2012/27EU Європейського Парламенту та Ради від 25 жовтня 2012 року про енергоефективність.

Електропостачання. Під час обстеження перевіряється дотримання технічних умов та відповідність проекту, проводиться розрахунок мережного навантаження, визначається правильність вибору апаратів захисту. Нормативи для систем електропостачання містяться в СП 134.13330.2012 «Системи електрозв'язку будівель та споруд. Основні положення проектування» та СП 76.13330.2012 «Електротехнічні пристрої».

Водопостачання. Технічне обстеження містить візуальний огляд та неруйнівне інструментальне дослідження. Вивчаються технічні характеристики системи, загальний характер експлуатації, граничні навантаження. В акті обстеження мають бути зазначені конкретні дії щодо запобігання виходу системи водопостачання з ладу. Система має відповідати вимогам СП 31.13330.2012 «Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди».

Водовідведення. Обстеження має бути спрямоване на визначення та усунення пошкоджень і дефектів, що виникли. Найефективнішим є телевізійне обстеження з метою знаходження проблемних ділянок. Система має відповідати СП 32.13330.2012 «Каналізація. Зовнішні мережі та споруди».

Теплопостачання. Обстеження тепломереж прово-

диться з метою перевірки їх справності та встановлення оптимального режиму теплопостачання міських будівель. Теплові мережі повинні відповідати СП 124.13330.2012 «Теплові мережі».

Водяне опалення. Обстеження водяного опалення включає перевірку працездатності системи при тиску, що перевищує робоче в 1,5 рази, але не менше 0,6 МПа, згідно з СП 60.13330.2012 «Опалення, вентиляція та кондиціювання повітря».

Повітряне опалення. В обстеженні повітряного опалення, окрім діагностики працездатності системи, проводиться дослідження аеродинаміки в мережі повітро-дувів. Система має відповідати вимогам СП 60.13330.2012 «Опалення, вентиляція та кондиціювання повітря».

Вентиляція. Обстеження проводиться за допомогою мультиметрів, вимірювачів шуму та відеоапаратури. В результаті дається висновок про стан вентиляції, причини її неефективної роботи, якість очищення повітря. Система має відповідати нормативам СП 60.13330.2012 «Опалення, вентиляція та кондиціювання повітря».

Кондиціювання повітря та холодопостачання. Результатом обстеження є висновки про ККД та безпеку системи, даються рекомендації щодо їх під-вищення. Система кондиціювання має відповідати СП 60.13330.2012 «Опалення, вентиляція та кондиціювання повітря».

Мережі зв'язку. Обстеження включає перевірку наявності всіх необхідних комплектуючих і кабелів, їх працездатності та ефективності системи в цілóму. При-строї зв'язку повинні відповідати вимогам ВСН 60-89 «Пристрої зв'язку сигналізації та диспетчеризації інженер-ного обладнання житлових та громадських будівель. Норми проектування».

Системи автоматизації та диспетчеризації (в тому числі системи пожежної безпеки). Обстеження виявляє працездатність та ефективність систем. Системи автоматизації та диспетчеризації повинні відповідати ВСН 60-89.

Етапи обстеження внутрішніх інженерних систем міських будівель:

Аналіз технічної документації. Включає вивчення вихідних та архівних данних: терміни будівництва та експлуатації, місця проходження комунікацій та обладнання, підсумки попередніх експертиз. Аналізу підлягають робочі та виконавчі креслення, акти приймання та випробувань, паспорти і сертифікати на обладнання та інше.

Візуальне обстеження. На цьому етапі проводиться первинний огляд систем для визначення явних пошкоджень та дефектів і несправностей, а також необхідності застосування спеціальної апаратури.

Інструментальне обстеження. Етап інструментального обстеження дає числові дані для аналізу працездатності системи. До нього входять вимірювання лінійних розмірів, виявлення деформацій, дефектів та пошкоджень, збирання даних щодо навантажень та (або) витрат.

Аналіз результатів. На цьому етапі визначається технічний стан та причини фізичного зношування інженерних комунікацій, розробляються висновки щодо технічної можливості подальшого їх використання.

Розробка відомості дефектів. Завдання етапу – скласти повний список пошкоджених та (або) зношених і таких, що підлягають заміні частин інженерних систем.

Розробка технічного звіту. До нього входять:

- обсяги та строки виконаних обстежувальних робіт;
- дата і час початку та закінчення виконаних робіт;
- опис встановлених під час обстеження пошкоджень і дефектів;

- перелік та короткий опис проектних рішень обстежуваних систем;

- аналіз нормативної бази на період зведення обстежуваного об’єкта;

- відомості про умови експлуатації інженерних мереж, організацію їх поточних та капітальних ремонтів;

- результати візуального та інструментального обстеження;

- числові дані про ступінь пошкоджень;

- потенційні причини появи та розвитку дефектів;

- висновки щодо необхідності ремонту (заміни) окремих елементів або частин інженерних мереж;

- оцінка обсягів робіт з усунення конкретних дефектів у відсотках по відношенню до їх загального обсягу для даного об'єкта;

- висновок про технічну можливість використання існуючих систем (або висновок з інших поставлених замовником питань).

Додатки до технічного звіту:

- копія технічного завдання на обстеження;

- відомість дефектів і пошкоджень;

- документи про якість матеріалів;

- результати лабораторних випробувань та перевірочних розрахунків (якщо це передбачене технічним завданням);

- копії документів (офіційного листування, протоколів, актів та висновків попередніх експертиз), які стосуються стану інженерних мереж;

- візуалізація дефектів, фотоматеріали, креслення та інші ілюстративні матеріали.

Таблиця 4.10

Класифікація пошкоджень і дефектів систем внутрішніх інженерних комунікацій міських будівель

Технічний стан (ступінь пошкодження)	Загальна характеристика стану, основні дефекти і пошкодження	Рекомендації щодо відновлення експлуатаційної надійності
1	2	3
Класифікація пошкоджень і дефектів системи електрообладнання		
I Нормальний (дуже незначний)	Матеріал конструкцій і (або) умови експлуатації відповідають вимогам чинних нормативних документів. Дефекти і пошкодження системи електрообладнання, ознаки зношування конструкцій відсутні. Можлива часткова несправність, послаблення кріплень, відсутність окремих приладів. Сліди корозії на поверхні металевих шаф. Ступінь пошкоджень до 10%.	Нормальне функціонування при дотриманні звичайних правил технічної експлуатації.
II Задовільний (незначний або середній)	Матеріал конструкцій і (або) умови експлуатації відповідають вимогам чинних нормативних документів. Часткове пошкодження ізоляції магістральних і внутрішньоквартирних мереж. Втрата еластичності ізоляції проводки. Відкрита прово-дка, вкрита значним шаром фарби. Відсутність частини приладів і кришок до них. Наявність місць ремонту ВРП. Ступінь пошкоджень 11÷20%.	Заміна окремих ділянок мережі і приладів, ремонт ВРП.
III Непридатний до нормальної експлуатації (значний)	Матеріал конструкцій або умови експлуатації не відповідають вимогам чинних нормативних документів. Повна втрата еластичності ізоляції проводки. Значне пошкодження магістральних і внутрішньокваритрних мереж та приладів. Наявність місць ремонту системи з частковою заміною мережі і приладів. Несправність ВРП. Ступінь пошкоджень 21÷60%.	Заміна окремих ділянок мережі і приладів, ремонт ВРП, відкритої проводки.
IV Аварійний (повний)	Несправність системи проводки щитків, приладів ВРП. Відсутність частини приладів. Оголення і провисання дротів. Наявність ознаків проведення значних ремонтів. Пошкодження шаф, щитків. Ступінь пошкоджень більше 60%.	Припинення експлуатації, термінове вжиття заходів безпеки. Повна заміна системи.

продовження табл. 4.10

1	2	3
Класифікація пошкоджень і дефектів систем обігрівання і гарячого водопостачання		
I Нормальний (дуже незначний)	Матеріал конструкцій і умови експлуатації відповідають вимогам проекту і діючих нормативних документів. Дефекти і пошкодження, які впливають на нормальну експлуатацію і знижують довговічність системи, відсутні. Ознаки зношування конструкцій відсутні. Ступінь пошкоджень до 10%.	Нормальне функціонування при дотриманні звичайних правил технічної експлуатації.
II Задовільний (незначний)	Матеріал конструкцій і умови експлуатації відповідають вимогам проекту і діючих нормативних документів. Послаблення сальникових набивок, прокладок і запірної арматури, окремі порушення теплоізоляції магістралей. Крапельні течі в місцях різьбових з'єднань трубопроводів, у місцях врізки запірної арматури, в секціях приладів опалення, сліди ремонту, часткове пошкодження корозією магістралей. Ступінь пошкоджень 11÷30%.	Набивка сальників, заміна прокладок. Часткова заміна запірної арматури, трубопроводів магістралей, відновлення теплоізоляції.
III Непридатний до нормальної експлуатації (значний)	Матеріал конструкцій і (або) умови експлуатації не відповідають вимогам проекту і діючих нормативних документів. Крапельні течі в місцях різьбових з'єднань трубопроводів, у місцях врізки запірної арматури, в секціях приладів опалення, несправність змішувачів і запірної арматури, сліди ремонту, значна корозія трубопроводів і магістралей. Ступінь пошкоджень 31÷60%.	Заміна запірної арматури, часткова заміна трубопроводів магістралей. Часткова заміна приладів опалення.
IV Аварійний (повний)	Матеріал конструкцій і (або) умови експлуатації не відповідають вимогам чинних нормативних документів. Несправність системи, вихід з ладу запірної арматури, приладів опалення, сліди значних ремонтів, корозія елементів системи. Масове пошкодження магістральних трубопроводів, значне порушення теплоізоляції трубопроводів. Ступінь пошкоджень 61÷80%.	Припинення експлуатації. Повна заміна системи.

продовження табл. 4.10

1	2	3
Класифікація пошкоджень і дефектів системи холодного водопостачання		
I Нормальний (дуже незначний)	Матеріал конструкцій і (або) умови експлуатації відповідають вимогам проекту і нормативних документів. Дефекти і пошкодження, які впливають на нормальну експлуатацію, відсутні. Ознаки, зношування конструкцій і пошкодження захисних покриттів відсутні. Ступінь пошкоджень до 10%.	Нормальне функціонування при дотриманні звичайних правил технічної експлуатації
II Задовільний (незначний)	Матеріал конструкцій і (або) умови експлуатації відповідають вимогам нормативних документів. Послаблення сальникових набивок і прокладок кранів та запірної арматури, витікання води у водорозподільних приладах. Крапельне протікання в місцях врізки кранів і запірної арматури. Окремі пошкодження та корозійне пошкодження окремих ділянок трубопроводів. Витікання води у 20% водорозподільних приладів. Ступінь пошкоджень 11÷30%.	Набивання сальників, заміна прокладок запірної арматури, ремонт і регулювання водорозподільних приладів. Часткова заміна запірної арматури, ремонт окремих ділянок трубопроводів, відновлення антикорозійного покриття.
III Непридатний до нормальної експлуатації (значний)	Експлуатація конструкції можлива тільки за умови проведення капітального ремонту. Матеріал конструкцій і (або) умови експлуатації частково не відповідають вимогам нормативних документів, зменшення довговічності конструкції. Розрегулювання кранів і запірної арматури (до 40%). Наявність місць ремонту трубопроводу. Значна корозія трубопроводів. Пошкодження до 10% водорозподільних приладів. Можливе аварійне замочування грунту основи будівлі. Ступінь пошкоджень 31÷60%.	Заміна запірної арматури, часткова заміна водорозподільних приладів, заміна окремих ділянок трубопроводів, пофарбування трубопроводів.
IV Аварійний (повний)	Подальша експлуатація конструкції неможлива. Матеріал конструкцій і умови експлуатації не відповідають вимогам чинних нормативних документів. Повне розрегулювання системи. Вихід з ладу запірної арматури. Велика кількість хомутів. Сліди часткової заміни трубопроводів. Суцільна корозія елементів системи. Пошкодження до 30% водорозподільних приладів. Аварійне замочування основи будівлі. Ступінь пошкоджень 61÷80%.	Повна заміна системи холодного водопостачання.

продовження табл. 4.10

1	2	3
Класифікація пошкоджень і дефектів систем водовідведення і водостоків		
I Нормальний (дуже незначний)	Умови експлуатації відповідають вимогам чинних нормативних документів. Дефекти і пошкодження системи, ознаки зношування конструкцій і пошкодження захисних покриттів відсутні. Послаблення місць приєднання приладів. Пошкодження антикорозійного покриття металевих водоприймальних приладів (на площі до 5% їх поверхні). Ступінь пошкоджень до 10%.	Нормальне функціонування при дотриманні звичайних правил технічної експлуатації.
II Задовільний (незначний)	Матеріал конструкцій і (або) умови експлуатації відповідають вимогам нормативних документів. Протікання в місцях приєднання приладів (до 10% кількості). Пошкодження антикорозійного покриття металевих приладів (на площі до 20% поверхні). Механічні пошкодження керамічних водоприймальних приладів (до 10% їх кількості). Часткове пошкодження металевих і значне пошкодження полімерних трубопроводів. Ступінь пошкоджень 11÷30%.	Відновлення антикорозійного покриття металевих приладів, заміна окремих приладів, часткова заміна полімерних труб.
III Непридат-ний до нормальної експлуатації (значний)	Матеріал конструкцій і умови експлуатації не відповідають вимогам чинних нормативних документів. Масове протікання в місцях приєднання приладів. Пошкодження антикорозійного покриття металевих приладів (на площі до 30% їх поверхні). Механічні пошкодження керамічних приладів (до 20% їх кількості). Пошкодження металевих і масове пошкодження полімерних трубопроводів. Ступінь пошкоджень 31÷60%.	Часткова заміна трубопроводів і приладів, повна заміна полімерних трубопроводів.
IV Аварійний (повний)	Матеріал конструкцій, умови експлуатації не відповідають вимогам чинних нормативних документів. Несправність системи. Масове пошкодження приладів. Наявність місць ремонту. Ступінь пошкоджень 61÷80%.	Повна заміна системи водовідведення і водостоків.

Примітка. Табл. 4.10 є результатом науково-дослідних робіт з урахуванням та в розвиток положень чинних нормативних та інструктивних документів в області внутрішніх інженерних систем будывель [57; 59–63].

4.3. ЗАГАЛЬНА ОЦІНКА ЕКСПЛУАТАЦІЙНОЇ НАДІЙНОСТІ ДОСЛІДЖУВАНОЇ БУДІВЛІ

Загальну оцінку експлуатаційної надійності ***досліджуваної будівлі*** виконують на основі аналізу і узагальнення оцінок ***технічного стану її основних конструктивних елементів і конструкцій***, визначеного в процесі проведення попередніх, детальних і (за необхідності) спеціальних досліджень (див. розділи 4.2.1–4.2.7).

Попередню загальну оцінку експлуатаційної надійності безкаркасних будівель, пошкодження яких в абсолютній більшості випадків проявляються у вигляді тріщин у фундаментах, стінах і простінках, перекриттях та інших несучих конструкціях, можна визначати за допомогою табл. 4.11.

Ступінь експлуатаційної надійності таких будівель визначається шириною розкриття тріщин, їх концентрацією, загальною кількістю і характером картин тріщиноутворення.

Користуючись таблицею 4.11, необхідно мати на увазі такі обставини:

- Поява видимих тріщин в цегляній кладці пов'язана з перевищенням її граничної розтяжності або стисливості. Граничні деформації розтягування кладки приймаються рівними 0,0002, а граничні деформації стискання – 0,001. При наявності армування ці значення збільшуються на 25,0%.

- В залізобетонних конструкціях ширина розкриття тріщин, яка визначається розрахунком, не повинна перевищувати 0,1÷0,3 мм, що забезпечить збереження арматури в різних умовах експлуатації (в ґрунті, на відкритому повітрі, в закритому приміщенні). В стінових панелях крупнопанельних будівель розкриття тріщин, що перетина-

ють робочу арматуру, не повинне перевищувати 0,3 мм; взаємний зсув панелів – 0,6 мм; розкриття тріщин в бетоні омонолічування стикових з'єднань з антикорозійним покриттям – 11,0 мм. Розкриття тріщин, які не перетинають робочу арматуру, слід обмежувати з умови забезпечення необхідної звукоізоляції (для внутрішніх конструкцій) чи тепло- і гідроізоляції (для зовнішніх конструкцій).

- Гранична розтяжність бетону приймається рівною 0,00015, а гранична стисливість – 0,0025÷0,0045.

- При значних деформаціях ґрунтових основ дотримання вимог щодо ширини розкриття тріщин не більше 0,3 мм може приводити до великих затрат на заходи захисту будівель від нерівномірних деформацій фундаментів. Тому в деяких випадках допускають виникнення пошкоджень, що перевищують нормативні значення, так як відновлювальні роботи виявляються дешевшими ніж захисні заходи.

Попередню загальну оцінку експлуатаційної надійності каркасних будівель, пошкодження яких, як правило, проявляються у вигляді прогинів і переміщень елементів каркасу, тріщин у вузлах з'єднання, розкритті тріщин між елементами каркасу та огороджувальними конструкціями, прогинів елементів покриттів і перекриттів, горизонтальних прогинах колон, горизонтальних переміщеннях каркасу, крену (повороту) фундаментів можна визначати за допомогою таблиці 4.12.

Для елементів конструкцій будівель, граничні прогини і переміщення яких не обумовлені нормативними документами, вертикальні і горизонтальні прогини і переміщення від постійних, тривалих і короткочасних навантажень не повинні перевищувати 1/150 прольоту або 1/75 вильоту консолі.

Таблиця 4.11.

Оцінка експлуатаційної надійності *безкаркасних* будівель за результатами обстеження їх конструкцій

Ступінь експлуатаційної надійності будівлі	Технічний стан (ступінь пошкодження конструкцій)	Зменшення несучої здатності конструкцій, %	Загальна характеристика технічного стану конструкцій
1	2	3	4
I	Нормальний, (дуже незначний)	- залізобетонних і кам'яних: < 15%; - дерев'яних і металевих: < 5%.	Візуально видимі пошкодження, які свідчать про зниження несучої здатності конструкцій відсутні. Є окремі дефекти і (або) пошкодження, що не впливають на експлуатацію будівлі, усуваються під час реновації або ремонту. Виконуються умови експлуатації згідно вимог чинних нормативних документів і проектної документації. **Максимальна ширина розкриття тріщин в конструкціях a_{crc} < 1.0 мм.** Дрібні тріщини на внутрішніх стінах, які легко затираються. Майже невидимі тріщини на зовнішніх стінах. Основна маса менше 0.1 мм, частина з них – менше 1.0 мм. В несучих стінах пошкоджень і тріщин немає, в ненесучих та огороджувальних цегляних стінах і стиках панелів – місцеві тріщини розкриттям $a_{crc} \leq 0.5$ мм без ознак зсувів. Пошкоджень фундаментів немає. Необхідність ремонтних робіт відсутня. Нормальне функціонування забезпечується при дотриманні звичайних правил технічної експлуатації.

продовження табл. 4.11

1	2	3	4
II	Задовільний (незначний)	- залізобетонних і кам'яних: 15÷20%; - дерев'яних і металевих: 5÷15%.	Візуально видимі пошкодження конструкцій: окремі раковини, вибоїни, волосяні тріщини, часткові пошкодження антикорозійного захисту металевих конструкцій. Забезпечуються нормальні умови експлуатації. **Ширина розкриття тріщин в конструкціях a_{crc} = =1.0÷5.0 мм.** Основна маса ≤ 1.0 мм, частина з них – ≤ 5.0 мм. Багато тріщин, що легко затираються, на внутрішніх і ненесучих стінах. Небагато видимих тріщин протяжністю в межах 1/2 висоти поверху на зовнішніх і несучих стінах. В несучих цегляних стінах і з'єднаннях безперервні в межах конструкції тріщини a_{crc} ≤ 3.0 мм. Відносна різниця осідань фундаментів панельних будівель ≤ 0.0008, цегляних і блочних будівель без армування ≤ 0.0010, будівель з горизонтальними залізобетонними поясами ≤ 0.0014, нахил ≥ 0.003. В несучих і огороджувальних цегляних стінах та їх з'єднаннях тріщини розкриттям a_{crc} ≤ 3.0 мм довжиною не більше 2-х рядів кладки; місцева деструкція кладки внаслідок атмосферних впливів на глибину до 50 мм. Крен не більше 0.005. Пошкодження фундаментів незначне: тріщини в бетоні a_{crc} ≤ 1.0 мм, в швах – a_{crc} ≤ 3.0 мм. Необхідний поточний ремонт з ліквідацією локальних пошкоджень без підсилення конструкцій.

продовження табл. 4.11

1	2	3	4
III	Незадовільний (значний)	- залізобетонних і кам'яних: 21÷25%; - дерев'яних і металевих: 16÷40%.	Є пошкодження і дефекти, що свідчать про зменшення несучої здатності конструкцій. Порушені вимоги нормативних документів, але небезпека обрушення відсутня. **Ширина розкриття тріщин в конструкціях a_{crc} = 5÷15 мм.** Основна маса менше 5.0 мм, частина з них 6÷15 мм. Вертикальні тріщин в стінах протяжністю деяких з них на висоту поверху. Вертикальні тріщини по кінцях опор, протяжністю до 2-х рядів кладки. Наскрізні тріщини в несучих і огороджувальних конструкціях розкриттям $a_{crc} \geq 3.0$ мм. Зміщення в стиках ≥ 3.0 мм. Вивітрювання кладки на глибину до 25% товщини конструкції. Волосяні тріщини протяжністю до 4-х рядів при кількості тріщин до 4-х на 1 м ширини стіни, колони чи простінка. Місцеве пошкодження кладки на глибину до 20 мм під опорами ферм, балок, прогонів і перемичок у вигляді тріщин і лещадок, вертикальні тріщини по кінцях опор, протяжністю не більше двох рядів. Зміщення плит перекриттів на опорах до 1/5 глибини обпирання, але не більше 20 мм. Тріщини під площадками обпирання горизонтальних елементів (на глибину до 20 мм, протяжністю до 2-х рядів кладки). Незначні перекоси, заклинювання дверей і вікон. Можливі розриви трубопроводів. Фундаменти мають суттєві пошкодження: тріщини в бетоні $a_{crc} \leq 3.0$ мм, руйнування розчину. Відносна різниця осідань фундаментів панельних будівель ≥ 0.0008, цегляних і блочних будівель без армування ≥ 0.0010, будівель із залізобетонними поясами ≥ 0.0014, крен ≥ 0.004. Необхідний капітальний ремонт з заміною, відновленням або підсиленням окремих несучих конструкцій, в обсязі і в строки, визначені обстеженнями.

продовження табл. 4.11

1	2	3	4
IV	Непридатний для подальшої експлуатації або передаварійний (майже повний)	- залізобетонних і кам'яних: до 50%; - дерев'яних: 41÷70%; металевих: 41÷60%.	Стан більшості несучих конструкцій передаварійний, а ненесучих – непридатний для подальшої експлуатації. Є небезпека обрушення конструкцій, небезпека перебування людей в їх зоні. Обмежене виконання об'єктом своїх функцій можливе при проведенні охоронних заходів або повній заміні передаварійних і аварійних елементів. **Ширина розкриття тріщин в конструкціях a_{crc} = 15÷25 мм.** Основна маса від 6.0 до 15.0 мм, частина з них від 16 до 25 мм. Значні перекоси, заклинювання віконних і дверних блоків, значні нахили підлог, стін (в межах поверху до 1/3 їх товщини) або будівлі в цілóму. Часткові зсуви конструкцій перекриттів з опорних ділянок. Пориви трубопроводів. Зміщення стін, цегляних стовпів, фун-даментів по горизонтальних швах. Пошкодження кладки під опорами балок. Необхідна заміна ділянок цегляних стін, особливо над проємами, та невідкладні заходи з попередження аварії (влаштування тимчасових кріплень, розвантаження конструкцій і таке інше).
V	Аварійний (повний)	- залізобетонних і кам'яних: більше 50%; - дерев'яних: Більше 70%; металевих: більше 60%.	Більшість несучих конструкцій будівлі знаходяться у зруйнованому стані. Конструкції перекриттів (балки і плити) виходять з опор, стіни мають великі нахили. Вікна, двері перекошені або зруйновані. Є небезпека і (або) обрушення стін і перекриттів. Обрушення елемента, структури взаємопов'язаних елементів або будівлі в цілóму. Подальша експлуатація будівлі неможлива.

Таблиця 4.12

Оцінка експлуатаційної надійності *каркасних* будівель
за результатами обстеження їх конструкцій

Будівля	Ступінь експлуатаційної надійності об'єкту	Технічний стан, (ступінь пошкодження об'єкту)	Зменшення несучої здатності конструкцій, %	Загальна характеристика технічного стану конструкцій
1	2	3	4	5
Будівлі з повним каркасом або з монолітними несучими конструкціями	**I**	Нормальний (дуже незначний)	0÷15	Пошкодження відсутні. В огороджувальних цегляних стінах, стиках панелів місцеві тріщини $a_{crc} \leq 0.5$ мм без ознак зсуву. Виконуються умови експлуатації згідно вимог проектної документації. Необхідність ремонтно-відновлювальних робіт відсутня. Нормальне функціонування забезпечується при дотриманні звичайних правил технічної експлуатації.
	II	Задовільний (незначний або середній)	16÷20	В елементах каркасу є місцеві тріщини $a_{crc} \leq 0.5$ мм, в стиках стін і між плитами перекриттів, в огороджувальних конструкціях – $a_{crc} \leq 3.0$ мм при наявності ознак зсувів. Корозія до 5% січення елементів металевого каркасу. Місцеві сліди корозії арматури, без корозії закладних деталей. Забезпечуються нормальні умови експлуатації. У фундаментах є тріщини розкриттям $a_{crc} \leq 0.5$ мм. Відносна різниця осідань фундаментів будівель з металевим каркасом 0.0001÷0.0040, із залізобетонним каркасом – до 0.0020, для інших будівель – до 0.0003. Необхідний поточний ремонт з ліквідацією локальних пошкоджень без підсилення конструкцій.

продовження табл. 4.12

1	2	3	4	5
Будівлі з повним каркасом або з монолітними несучими конструкціями (продовження)	**III**	Незадовільний (середній або значний)	21÷60	Є пошкодження і дефекти, що свідчать про зменшення несучої здатності конструкцій. В елементах каркасу суцільні тріщини a_{crc} = 0.5÷1.0 мм. В стінах тріщини $a_{crc} \leq$ ≤5.0 мм, зміщення в стиках і між плитами перекриттів a_{crc} ≤ 4.0 мм. Відносна різниця осідань фундаментів будівель з металевим каркасом ≥ 0.0001, для інших будівель – ≤ 0.0003. Місцеве оголення робочої арматури. Корозія несучих елементів і закладних деталей на глибину до 15%. Зменшення міцності бетону в стиснутій зоні згинальних елементів до 30%, в інших ділянках – до 20%. Площа обпирання збірних елементів менше нормативної і (або) проектної. Бетон в розтягнутій зоні на глибині захисного шару між стержнями арматури легко кришиться. Прогини елементів металевого каркасу більше 1/150 прольоту. Місцеві механічні пошкодження, які послаблюють січення до 15%. Відносна різниця осідань фундаментів будівель з металевим каркасом 0.0040, з залізобетонним каркасом – більше 0.0020. Фундаменти мають тріщини $a_{crc} \leq 3$ мм, окремі руйнування захисного шару, поверхнева корозія арматури. Порушені вимоги чинних нормативних документів, але небезпека обрушення відсутня. Експлуатація будівлі можлива за умови проведення капітального ремонту з заміною, відновленням або підсиленням окремих несучих конструкцій.

продовження табл. 4.12

1	2	3	4	5
Будівлі з повним каркасом або з монолітними несучими конструкціями (закінчення)	**IV**	Непридатний для подальшої експлуатації або передаварійний (майже повний)	61÷80	Стан більшості основних несучих конструкцій та конструктивних елементів передаварійний, а ненесучих – непридатний для подальшої експлуатації. Є небезпека їх обрушення, а також небезпека перебування людей в зоні обстежуваних конструкцій. Необхідні невідкладні заходи з попередження аварії (влаштування тимчасових кріплень, розвантаження конструкцій і таке інше). Обмежене виконання об'єктом своїх функцій можливе при проведенні охоронних заходів або повній заміні передаварійних і аварійних елементів. Необхідний капітальний ремонт з підсиленням і (або) заміною пошкоджених конструкцій або окремих елементів.
	V	Аварійний (повний)	81÷100	Несучі конструктивні елементи будівлі знаходяться у зруйнованому стані. Подальша експлуатація будівлі неможлива.
Будівлі, в конструкціях яких не виникають зусилля від нерівномірних осідань основи	**I**	Нормальний (дуже незначний)	0÷15	В несучих конструкціях видимих пошкоджень, які свідчать про зниження їх несучої здатності, немає. В огороджувальних конструкціях місцеві тріщини $a_{crc} \leq 0.5$ мм без зміщень. Виконуються умови експлуатації згідно вимог проектної документації. Пошкоджень фундаментів немає. Необхідність ремонтно-відновлювальних робіт відсутня. Нормальне функціонування забезпечується при дотриманні звичайних правил технічної експлуатації.

продовження табл. 4.12

1	2	3	4	5
Будівлі, в конструкціях яких не виникають зусилля від нерівномірних осідань основи (продовження)	**II**	Задовільний (незначний або середній)	16÷20	Конструкції будівлі придатні для експлуатації. Незначні пошкодження, на окремих ділянках конструкцій окремі раковини, вибоїни, волосяні тріщини. Антикорозійний захист металевих конструкцій має часткові пошкодження. В несучих конструкціях тріщини $a_{crc} \leq 0.7$ мм, в стінах з цегли і крупних блоків – $a_{crc} \leq 3.0$ мм. Забезпечуються нормальні умови експлуатації. Відносна різниця осідань фундаментів ≤ 0.0055. Пошкодження фундаментів незначне – є тріщини $a_{crc} \leq 1.0$ мм. Необхідний поточний ремонт з ліквідацією локальних пошкоджень без підсилення конструкцій.
	III	Незадовільний (середній або значний)	21÷60	Є пошкодження і дефекти, що свідчать про зменшення несучої здатності конструкцій. В несучих конструкціях суцільні тріщини $a_{crc} \geq 1.0$ мм, в стінах з цегли і крупних блоків – $a_{crc} \leq 5.0$ мм. Порушені вимоги чинних нормативних документів, але небезпека обрушення і загроза безпеці людей відсутня. Експлуатація будівлі можлива лише за умови проведення капітального ремонту з заміною, відновленням або підсиленням окремих несучих конструкцій і конструктивних елементів. Відносна різниця осідань фундаментів ≥ 0.0055. Тріщини у фундаментах $a_{crc} \geq 1.0$ мм, руйнування розчину і матеріалу по боковій поверхні.

продовження табл. 4.12

1	2	3	4	5
Будівлі, в конструкціях яких не виникають зусилля від нерівномірних осідань основи (закінчення)	**IV**	Непридатний для подальшої експлуатації або передаварійний (майже повний)	61÷80	Стан більшості основних і домінуючих несучих конструкцій та конструктивних елементів передаварійний, а ненесучих – непридатний для подальшої експлуатації. Є небезпека їх обрушення, а також небезпека перебування людей в зоні обстежуваних конструкцій. Необхідні невідкладні заходи з попередження аварії (влаштування тимчасових кріплень, розвантаження конструкцій і таке інше). Обмежене виконання об'єктом своїх функцій можливе при проведенні охоронних заходів або повній заміні передаварійних і аварійних елементів. Необхідний капітальний ремонт з підсиленням і (або) заміною пошкоджених конструкцій або окремих елементів.
	V	Аварійний (повний)	81÷100	Несучі конструктивні елементи будівлі знаходяться у зруйнованому стані. Подальша експлуатація будівлі неможлива.

Користуючись таблицями 4.11, 4.12, необхідно мати на увазі такі обставини:

Технічний стан окремих конструкцій будівель може характеризуватися з урахуванням притаманних тільки їм конкретних властивостей і ознак залежно від їх призначення (тепло-, звукопроникність, гігроскопічність, морозостійкість, радіоактивність, вогнестійкість, екологічна надійність та інше). При виявленні в процесі обстеження конструкцій дефектів, пошкоджень і деформацій, що відповідають категоріям ***II÷IV***, необхідне виконання перевірочних розрахунків їх несучої здатності. Перевірочні розрахунки виконуються також при категорії технічного стану конструкцій ***I*** в тому випадку, коли збільшуються експлуатаційні навантаження або міняються умови їх роботи.

На сьогодні немає однозначного аналітичного методу оцінки ступеню експлуатаційної надійності досліджуваної будівлі за результатами обстеження її конструкцій і конструктивних елементів.

Таким чином, в кінцевому наближенні, визначення ступеню експлуатаційної надійності досліджуваної будівлі залежить від професійного рівня і компетентності експерта, а значить є цілком суб'єктивним.

З огляду на це, точну оцінку експлуатаційної надійності будівлі доцільно здійснювати за ступенем технічного стану її основних конструктивних елементів шляхом визначення показника експлуатаційної надійності об'єкту $K_{ен}$, використовуючи формулу:

$$K_{ен} = \frac{\sum_{i=1}^{n} P_{ip} \times \Delta R_i}{100}, \qquad (4.6)$$

де n – загальна кількість несучих конструктивних елементів досліджуваної будівлі (об'єкту);

P_{ip} – питома вага частини будівлі, яку несе i-тий конструктивний елемент в загальній вазі досліджуваної будівлі, (%);

ΔR_i – зменшення несучої здатності i-того конструктивного елементу досліджуваної будівлі (об'єкту), (%).

Питома вага частини досліджуваної будівлі, яку несе i-тий конструктивний елемент в загальній вазі досліджуваної будівлі визначається за формулою:

$$P_{ip} = \frac{P_i}{\sum_{i=1}^{n} P_i} \times 100, \qquad (4.7)$$

де P_i – фактична вага частини будівлі, яку несе i-тий конструктивний елемент, (кН);

$\sum_{i=1}^{n} P_i$ – загальна вага будівлі, яку несуть усі конструктивні елементи.

Фактична вага наземних частин досліджуваної будівлі P_i, яку несуть окремі конструктивні елементи будівлі визначається шляхом збору навантажень від конструкцій, що обпираються на даний елемент. Як правило, ця операція виконується в табличній формі.

Процес визначення показника експлуатаційної надійності $K_{ен}$ можна спростити, якщо у формулі (4.7) значення фактичної ваги частини будівлі P_i, яку несе i-тий конструктивний елемент, замінити на питому вагу функцій окремих конструктивних елементів у загальній функціональній вазі елементів будівлі $\Delta П_{вi}$, (%), яка наведена в таблицях 4.13 і 4.14.

Таким чином, показник експлуатаційної надійності досліджуваної будівлі $K_{ен}$ можна визначати за формулою:

$$K_{ен} = \Delta П_{вi} \times \frac{\Delta T_{ен\,i}}{\sum_{i=1}^{n} \Delta П_{вi}}, \qquad (4.8)$$

де $\Delta П_{вi}$ – питома вага функцій елементу в загальній функціональній вазі конструктивної системи досліджуваної будівлі (визначається за табл. 4.13 для будівель без підвалу або за табл. 4.14 для будівель з підвалом);

$\Delta T_{ені}$ – ступінь технічного стану (ступінь пошкоджень або зменшення несучої здатності) окремого (i-го) конструктивного елементу будівлі у відсотках.

Розрахунок показника експлуатаційної надійності досліджуваної будівлі $K_{ен}$ виконується в табличній формі.

Загальна оцінка експлуатаційної надійності досліджуваної будівлі за одержаним за формулою (4.8)

показником експлуатаційної надійності $K_{ен}$ виконується за допомогою таблиці 4.15.

Питома вага функцій i-го несучого елементу в загальній функціональній вазі конструктивної системи досліджуваної будівлі $\Delta П_{вi}$ прямо пропорційна його несучій здатності $\Delta N_{вi}$, вираженій:

- для площинних несучих елементів в одиницях рівномірно прикладеного поверхневого навантаження на одиницю площі (Н/м^2; кг/м^2; т/м^2);

- для лінійних несучих елементів в одиницях лінійного навантаження на одиницю довжини (Н/м; кг/м; т/м).

Питома вага функцій i-го несучого елементу в загальній функціональній вазі конструктивної системи досліджуваної будівлі $\Delta П_{вi}$ (%) визначається за формулою:

$$\Delta П_{вi} = \frac{\Delta N_{вi}}{\sum_{i=1}^{n} \Delta N_{вi}} \times 100\%, \qquad (4.9)$$

де $\Delta N_{вi}$ – несуча здатність i-го конструктивного елементу досліджуваної будівлі, приведена до одиниці площі або довжини елементу.

Таблиця 4.13

Питома вага (%) конструктивних елементів будівель без підвалу

№ з/п	Назва конструктивних елементів		Будівлі									
			Одно-поверхові		Двоповерхові		Три-поверхові		П'яти-поверхові		Дев'яти-поверхові	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.	**Покриття**	Покрівля	**40.0**	8.0	**22.95**	4.59	**5.9**	1.18	**3.30**	0.66	**1.70**	0.34
		Конструкція даху		16.0		9.18		2.36		1.32		0.68
		Конструкції покриття (плити, балки, ригелі)		16.0		9.18		2.36		1.32		0.68
2.	**Перекриття**	Плити перекриття	--	--	**16.25**	8.25	**32.5**	16.5	**35.8**	18.0	**37.3**	18.6
		Ригелі, балки		--		8.0		16.0		17.8		18.7
3.	**Вертикальні конструктивні елементи**	Несучі стіни	**40.0**	11.0	**39.2**	10.78	**38.4**	10.56	**39.1**	10.76	**39.0**	10.72
		Несучі колони		11.0		10.78		10.56		10.77		10.73
		Самонесучі стіни		8.0		7.84		7.68		7.82		7.80
		Перегородки		6.0		5.88		5.76		5.86		5.85
		Вікна, вітражі		2.4		2.35		2.30		2.35		2.34
		Двері		1.6		1.57		1.54		1.56		1.56

продовження табл. 4.13

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
4.	**Балкони, лоджії**		--		**0.85**		**1.7**		**1.9**		**2.0**	
5.	**Сходи**	Сходові марші	--	--	**1.75**	0.9	**3.5**	1.80	**3.9**	2.0	**4.0**	2.1
		Сходові площадки		--		0.85		1.70		1.9		1.9
6.	**Внутрішні інженерні комунікації**	Гаряче водопостачання	**5.0**	0.7	**5.0**	0.7	**5.0**	0.7	**5.0**	0.7	**7.0**	0.7
		Опалення		1.2		1.2		1.2		1.2		1.2
		Водопровід		1.2		1.2		1.2		1.2		1.2
		Каналізація		1.2		1.2		1.2		1.2		1.2
		Електрообладнання		0.7		0.7		0.7		0.7		0.7
		Ліфт	--	--	--	--	--	--	--	--		2.0
7.	**Фундаменти**		**15.0**		**14.0**		**13.0**		**11.0**		**9.0**	
8.	**Разом:**		**100.0**		**100.0**		**100.0**		**100.0**		**100.0**	

Примітка: табл. 4.13 є результатом науково-дослідних робіт з урахуванням та в розвиток положень чинних нормативних документів та першоджерел в області житлових будинків та адміністративних будівель [6; 9; 49; 56; 58–61].

Таблиця 4.14

Питома вага $\Delta П_{ві}$, (%) конструктивних елементів будівель з підвалом

№ з/п	Назва конструктивних елементів		Будівлі											
			Одно-поверхові		Дво-поверхові		Три-поверхові		П'яти-поверхові		Шести-поверхові		Дев'яти-поверхові	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1.	**Покриття**	Покрівля	**9.7**	1.94	**6.85**	1.37	**4.0**	0.80	**2.6**	0.52	**2.33**	0.47	**1.5**	0.30
		Конструкція даху		3.88		2.74		1.60		1.04		0.93		0.60
		Конструкції покриття		1.90		1.35		0.78		0.51		0.46		0.29
		Ригелі, балки		1.98		1.39		0.82		0.53		0.47		0.31
2.	**Перекриття**	Конструкції перекриття	**26.4**	12.9	**29.5**	14.5	**32.6**	16.1	**35.3**	17.3	**35.3**	17.4	**36.2**	17.7
		Ригелі, балки		13.5		15.0		16.5		18.0		18.2		18.5
3.	**Вертикальні конструктивні елементи**	Несучі стіни	**36.1**	9.93	**36.4**	10.02	**36.7**	10.1	**37.8**	10.4	**37.79**	10.39	**37.7**	10.37
		Несучі колони		9.93		10.01		10.09		10.39		10.39		10.37
		Ненесучі стіни		7.22		7.28		7.34		7.56		7.56		7.54
		Перегородки		5.41		5.46		5.51		5.67		5.67		5.66
		Вікна, вітражі		2.17		2.18		2.20		2.27		2.21		2.25
		Двері, ворота		1.44		1.45		1.46		1.51		1.51		1.51

продовження табл. 4.14

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
4.	**Балкони, лоджії, рампи**		--		**0.60**		**1.20**		**1.50**		**1.55**		**1.70**	
5.	**Сходи**	Сходові марші	**2.8**	1.50	**3.15**	1.65	**3.5**	1.80	**3.8**	2.0	**3.8**	2.0	**3.9**	2.0
		Сходові площадки		1.30		1.50		1.70		1.80		1.80		1.90
6.	**Внутрішні інженерні комунікації**	Гаряче водопостачання	**5.0**	0.7	**5.0**	0.70	**5.0**	0.70	**5.0**	0.70	**5.5**	0.70	**7.0**	0.70
		Центральне опалення		1.20		1.20		1.20		1.20		1.20		1.20
		Водопровід		1.20		1.20		1.20		1.20		1.20		1.20
		Каналізація		1.20		1.20		1.20		1.20		1.20		1.20
		Електрообладнання		0.70		0.70		0.70		0.70		0.70		0.70
		Ліфт	--	--		--	--	--	--	--		0.50		2.0
7.	**Фундаментно-підвальна частина**		**20.0**		**18.50**		**17.0**		**14.0**		**13.50**		**12.0**	
8.	**Разом:**		**100.0**		**100.0**		**100.0**		**100.0**		**100.0**		**100.0**	

Примітка: табл. 4.14 є результатом науково-дослідних робіт з урахуванням та в розвиток положень чинних нормативних документів і першоджерел в області житлових будинків та адміністративних будівель [6; 9; 49; 56; 58–61].

Таблиця 4.15

Оцінка загального технічного стану досліджуваного об'єкту за показником експлуатаційної надійності $K_{ен}$

$K_{ен}$, %	Ступінь експлуатаційної надійності, технічний стан, (ступінь пошкодження об'єкту)	Загальна характеристика технічного стану об'єкту
1	2	3
до 10	***1*** Нормальний, (дуже незначний)	Візуально видимих пошкоджень і деформацій, які впливають на зменшення несучої здатності конструкцій, немає. Є окремі дефекти і пошкодження, які не впливають на експлуатацію конструкцій і усуваються під час поточного ремонту. Виконуються умови експлуатації згідно вимог чинних нормативних документів. Максимальна ширина розкриття тріщин в конструкціях $a_{ос}$< 1.0 мм. Зменшення несучої здатності: - залізобетонних і кам'яних конструкцій – до 15%; - дерев'яних і металевих конструкцій – до 5%.
11÷25	***2*** Задовільний, (незначний або середній)	Візуально видимі пошкодження: окремі раковини, вибоїни, волосяні тріщини на ділянках конструкцій, часткові пошкодження антикорозійного покриття металевих конструкцій. Конструкції будівлі в цілóму придатні для експлуатації, але потребують ремонту. Максимальна ширина розкриття тріщин в конструкціях $a_{ос}$= 1.0÷4.0 мм. Зменшення несучої здатності: - залізобетонних і кам'яних конструкцій – 15÷20%; - дерев'яних і металевих конструкцій – 10÷15%.

продовження табл. 4.15

1	2	3
26÷45	***3*** Незадовільний, (значний)	Експлуатація елементів і конструкцій будівлі можлива лише при умові проведення їх капітального ремонту. Зменшення несучої здатності: - залізобетонних і кам'яних конструкцій – 21÷25%; - дерев'яних і металевих конструкцій – 16÷40%.
46÷65	***4*** Передаварійний або непридатний для подальшої експлуатації, (майже повний)	Стан несучих конструктивних елементів передаварійний, а значної частини ненесучих – аварійний. Обмежене виконання об'єктом своїх функцій можливе при проведенні охоронних заходів або повній заміні передаварійних і аварійних елементів. Зменшення несучої здатності: - залізобетонних і кам'яних конструкцій – до 50%; - дерев'яних конструкцій – 41÷75%; - металевих конструкцій – 41–60%.
> 65	***5*** Аварійний, (повний)	Несучі елементи знаходяться в аварійному, значна частина ненесучих елементів – в зруйнованому стані. Зменшення несучої здатності: - залізобетонних і кам'яних конструкцій – понад 50%; - дерев'яних конструкцій – понад 60%; - металевих конструкцій – понад 70%.

Користуючись таблицею 4.15, треба мати на увазі наступні особливості оцінки передаварійного стану будівель:

А. Якщо в результаті візуальних та (або) інструментальних обстежень виявлено ***передаварійний або аварійний стан однієї з домінуючих несучих конструкцій***, то загальний технічний стан досліджуваної будівлі оцінюється відповідно як аварійний або передаварійний без подальших розрахунків.

Б. ***Передаварійний стан*** міських будівель доцільно уточнювати відповідно до таких ознак:

- ***реологічно-передаварійний стан*** характеризують небезпечні деформації конструктивних елементів внаслідок поступового зношування впродовж усього терміну експлуатації об'єкту під впливом постійних або змінних навантажень, мінливості температурно-вологісного режиму, природного старіння матеріалів, зменшення під впливом техногенних і (або) природних факторів фізико-механічних властивостей ґрунтової основи, тощо;
- ***деформаційно-передаварійний стан*** характеризують пошкодження, спричинені непередбаченими факторами: дефектами проектування, виготовлення будівельних матеріалів, зведення, експлуатації конструкцій або нерівномірними осіданнями фундаментів і ґрунтових основ;
- ***потенційно-передаварійний стан*** об'єкту може спричинити появу після його зведення раніше невідомих небезпечних властивостей ділянки забудови: сейсмічність, складні інженерно-геологічні умови (підтоплення, карст, зсув, уступи земної поверхні, тощо).

4.3.1. ***Визначення експлуатаційної надійності об'єк-ту за показником $К_{ен}$ на прикладі житлового будинку № 21А на пр. Незалежності в м. Нетішин Хмельницької області***

Результати обстежень конструкцій і конструктивних елементів досліджуваного будинку

Досліджуваний об'єкт – багатоквартирний п'ятисекційний дев'ятиповерховий житловий будинок з технічним поверхом та підвалом.

Згідно табл. 4.2 технічний стан *фундаментів* будівлі класифікується за другим ступенем як задовільний, ступінь пошкодження середній, зменшення несучої здатності – 12%.

Згідно таблиці 4.5 технічний стан *збірних залізобетонних плит перекриттів і покриття, сходових маршів і площадок, надпроємних перемичок* класифікується за другим ступенем як задовільний, ступінь пошкодження середній, зменшення несучої здатності – до 20%.

Згідно таблиці 4.7 технічний стан *цегляних стін* будинку (в т.ч. стін технічного поверху) та перегородок класифікується за третім ступенем як незадовільний з тенденцією переходу до непридатного до нормальної експлуатації, ступінь пошкодження значний, зменшення несучої здатності – 40%.

Згідно таблиці 4.8 технічний стан *дерев'яних віконних рам і дверних блоків* класифікується за другим ступенем як задовільний, ступінь пошкодження незначний – 10%.

Згідно таблиці 4.9 технічний стан покрівлі класифікується за другим ступенем як задовільний, ступінь пошкодження 15%.

Згідно таблиці 4.10 технічний стан наявних систем внутрішніх інженерних комунікацій класифікується за другим ступенем як задовільний, ступінь пошкодження середній – 15%.

Результати визначення ступеню експлуатаційної надійності $К_{ен}$

Результати обчислення ступеню експлуатаційної на-

дійності досліджуваного будинку $K_{ен}$ зведені в табл. 4.16.

В колонці (3) табл. 4.16 питома вага окремого конструктивного елементу досліджуваного будинку $\Delta П в_i$, (%) визначалась за відповідними значеннями в табл. 4.14 як для дев'ятитиповерхових будівель з підвалом.

В колонці (4) табл. 4.16 ступінь пошкоджень (технічний стан) окремого конструктивного елементу досліджуваного будинку $\Delta T_{ені}$, (%) визначався за таблицями відповідно:

- для фундаментів згідно таблиці 4.2;
- для збірних залізобетонних плит перекриттів і покриття, сходових маршів і площадок, надпроємних перемичок згідно таблиці 4.5;
- для цегляних стін і перегородок згідно табл. 4.7;
- для дерев'яних віконних рам і дверних блоків згідно таблиці 4.8;
- для покрівлі згідно таблиці 4.9;
- для наявних систем внутрішніх інженерних комунікацій згідно таблиці 4.10.

Загальна оцінка ступеню експлуатаційної надійності досліджуваного будинку за одержаним за формулою (4.7) показником експлуатаційної надійності $K_{ен}$ визначалась за таблицею 4.15.

Згідно одержаному показнику експлуатаційної надійності $K_{ен} = \sum_{i=1}^{n} \Delta K_{ен.i} = 24.282$ ступінь експлуатаційної надійності досліджуваного житлового будинку № 21А на пр. Незалежності в м. Нетішин Хмельницької області ***– 2-й (другий), загальний технічний стан – задовільний, ступінь пошкодження основних несучих конструкцій незначний, частини конструктивних елементів – середній.***

Елементи будинку в цілому придатні для експлуатації, але потребують ремонту.

Зменшення несучої здатності:

- залізобетонних конструкцій – 15%;
- кам'яних конструкцій – до 20%;
- дерев'яних конструкцій – до 25%.

Таблиця 4.16

Результати обчислення показника експлуатаційної надійності $K_{ен}$ досліджуваного будинку.

№ з/п	Конструктивні елементи будівлі	Питома вага елементу в конструктивній системі будівлі $\Delta П в_i$, (%)	Ступінь пошкоджень окремого конструктивного елементу $\Delta T_{ені}$, (%)	$\Delta K_{ен.і} = \Delta П_{ві} \times \times \frac{\Delta T_{ен\,і}}{\Delta П_в}$, (%)
1	2	3	4	5
1.	**Покриття:**			
	- покрівля	0.30	15.0	**0.063**
	- конструкції даху	0.60	40.0	**0.339**
	- конструкції покриття	0.29	20.0	**0.082**
	- ригелі, балки, ферми	---	---	---
2.	**Міжповерхові перекриття:**			
	- плити перекриття (настил)	17.70	20.0	**4.999**
	- ригелі, балки, ферми	---	---	---
3.	**Вертикальні конструкції:**			
	- несучі стіни	10.37	40.0	**5.857**
	- несучі колони	---	---	---
	- самонесучі стіни (панелі)	7.54	40.0	**4.259**
	- перегородки	5.66	40.0	**3.197**
	- вікна (вітражі)	2.25	10.0	**0.318**
	- двері (ворота)	1.51	10.0	**0.213**

продовження табл. 4.16

1	2	3	4	5
4.	**Балкони, лоджії**	1.70	20.0	**0.480**
5.	**Сходи:** - сходові марші - сходові площадки	 2.00 1.90	 20.0 20.0	 **0.565** **0.537**
6.	**Внутрішні інженерні комунікації:** - гаряче водопостачання - опалення - водопровід - водовідведення - електрообладнання - ліфт	 0.70 1.20 1.20 1.20 0.70 2.0	 15.0 15.0 15.0 15.0 15.0 10.0	 **0.148** **0.254** **0.254** **0.254** **0.148** **0.282**
7.	**Фундаментно-підвальна частина**	12.0	12.0	**2.033**
		$\sum_{i=1}^{n} \Delta П_{ві} = 70.82$	$К_{ен} = \sum_{i=1}^{n} \Delta К_{ен.і} = 24.282$	

4.4. ОЦІНКА ГЕОТЕХНІЧНОЇ СКЛАДНОСТІ ОБ'ЄКТУ РЕКОНСТРУКЦІЇ АБО НОВОГО БУДІВНИЦТВА В УМОВАХ ІСНУЮЧОЇ МІСЬКОЇ ЗАБУДОВИ

У світовій практиці економічно розвинутих країн з кожним роком збільшується доля реконструкції міських будівель порівняно з новим будівництвом. Ця тенденція в інвестиційній політиці дає можливість швидко міняти технологію різних виробництв і призначення будівель, використовуючи готові об'ємно-планувальні системи. Однак такого роду перепрофілювання, як правило, передбачають збільшення навантажень на існуючі фундаменти, зміну статичної схеми роботи будівлі за рахунок влаштування додаткових опор, поверхів, донавантаження перекриттів і таке інше.

В містах ущільнюється забудова, реконструюються цілі квартали, освоюється підземний простір. Інтенсивно будуються підземні торгові центри, транспортні магістралі, інженерні мережі. При цьому важливою вимогою світової практики реконструкції є збереження архітектурних пам'яток, що визначають зовнішність міста.

Відокремленість процесів проектування і робіт з реконструкції міст ускладнює вирішення важливих містобудівних задач. Небезпечна і характерна для останнього часу тенденція передачі (продажу) аварійно деформованих будівель приватним або комерційним структурам. У нових власників виникає необхідність в якнайшвидшому одержанні доходу з мінімальними затратами на закріплення основ і підсилення фундаментів. В силу цього будівлі після косметичного ремонту продовжують деформуватися, зменшуючи з часом свою експлуатаційну надійність.

З іншої сторони, використання самих передових світових технологій з улаштування основ і фундаментів без

урахування специфіки інженерно-геологічних умов міських територій, також небезпечне для існуючої забудови.

Аналіз причин виникнення аварійних ситуацій в будівництві, наведений у багатьох публікаціях, зокрема С.М. Клєпіковим, Г.І. Чорним, М.С. Метелюком та іншими вченими, свідчить, що 55–60% випадків відмов грунтових основ і фундаментів обумовлені техногенними факторами, що проявляються на стадії експлуатації будівлі. При цьому, дві третини випадків деформування забудови обумовлені використанням критичних технологій в новому будівництві.

Можна констатувати, що безаварійне будівництво, реконструкція (особливо складна) або роботи з відновлення експлуатаційної надійності міських будівель в умовах існуючої забудови можливі за умови геотехнічного супроводження всіх стадій будівельного процесу.

Єдиними європейськими нормами ***EUROKODE «Geotechnics»*** [64–68] прийнято розрізняти три геотехнічні категорії, що відповідають рівню складності вирішення геотехнічної задачі, яка полягає в забезпеченні експлуатаційної надійності міської забудови при реконструкції та відновленні надійності об'єкту і його ґрунтової основи:

I – відповідає рядовій задачі мінімальної складності;

II – відповідає задачі середньої складності;

III – відповідає задачі підвищеної складності.

На жаль, у вітчизняній нормативній літературі чітко не сформульована концепція геотехнічного супроводження. Окремі фрагментарні вимоги відомчих та регіональних будівельних норм не пов'язані між собою і, більше того, у деяких випадках входять у протиріччя між собою. У вітчизняній нормативній літературі є поняття про перші дві групи категорій, а оцінка геотехнічної ситуації

виконується, з огляду на вказані вище дві групи категорій.

Категорія відповідальності нового будівництва визначається залежно від класу відповідальності будівлі чи споруди.

Категорію технічного стану об'єкту (в т.ч. реконструкції) рекомендується визначати згідно вимог, зокрема [4; 5].

Такий підхід повністю достатній для забезпечення міцності і надійності власне об'єкту реконструкції або нового будівництва, але не гарантує збереження існуючої навколишньої забудови.

З огляду на це, при визначенні геотехнічної категорії об'єкту і категорії геотехнічної ситуації, доцільно враховувати:

- ступінь геотехнічної надійності ґрунтової основи об'єкту реконструкції чи нового будівництва;
- ступінь експлуатаційної надійності об'єкту реконструкції чи нового будівництва;
- категорію ризику для навколишньої забудови при реконструкції чи будівництві досліджуваного об'єкту.

Ступінь геотехнічної надійності ґрунтової основи досліджуваної будівлі визначається на основі результатів аналізу інженерно-геологічної та гідрологічної ситуацій ділянки забудови за чотириступеневою шкалою класифікаційних ознак згідно таблиці 2.12 в розділі 2.

Ступінь експлуатаційної надійності досліджуваної будівлі визначається на основі результатів обстеження та визначення технічного стану несучих конструкцій і конструктивних елементів згідно таблиць 4.2, 4.3, 4.5, 4.7÷4.10 залежно від показника експлуатаційної надійності $K_{ен}$ будівлі (див. розд. 4.2). Цими ж категоріями слід керуватися, якщо виникає необхідність визначення ступеню експлуа-

таційної надійності забудови, яка оточує досліджуваний об'єкт.

У першому наближенні категорію експлуатаційної надійності досліджуваної будівлі можна визначити за таблицями 4.11, 4.12.

Категорія ризику для навколишньої забудови при реконструкції, відновленні чи будівництві досліджуваного об'єкту визначається за триступеневою шкалою згідно табл. 4.17 залежно від виду та обсягів реконструктивних, відновлювальних чи будівельних робіт і їх впливу на напружено-деформований стан ґрунтової основи.

Визначення геотехнічної категорії складності досліджуваного об'єкту виконується за тетраграмою на рис. 4.20, виходячи з поєднання ступеню геотехнічної надійності ґрунтової основи (вісь **X**), ступеню експлуатаційної надійності досліджуваної будівлі (вісь **Y**) та категорії ризику для навколишньої забудови при реконструкції або новому будівництві досліджуваного об'єкту (вісь **Z**).

Залежно від геотехнічної категорії складності досліджуваного об'єкту слід назначати склад і обсяг комплексу робіт з геотехнічного супроводження усіх стадій будівельного процесу згідно табл. 4.18.

Для пошкоджених будівель II-ї і III-ї геотехнічних категорій, як правило, розробляється технологічний регламент проведення аварійно-відновлювальних робіт, який в загальному випадку повинен вміщувати такі складові:

A. Критерії, які дозволяють відрізнити допустимі техногенні чинники від недопустимих. Основним критерієм недопустимості є умова:

$$\sum_{i=1}^{n} S_{adti} < S_{adt\,u}\,, \qquad (4.10)$$

де $S_{adt\ i}$ – осідання від ***i***-того техногенного чинника (аварійне замочування основи, додаткове навантаження від планування підсипкою, горизонтальні зсуви внаслідок розробки котловану і таке інше);

$S_{adt\ u}$ – граничне додаткове осідання сусідньої (суміжної) будівлі в період проведення будівельних робіт на об'єкті, яке визначається розрахунком або в першому наближенні назначається згідно з чинними нормативними документами.

Б. Перелік факторів ризику, до яких можуть бути віднесені:

- технологія будівельних, реконструктивних (відновлювальних) робіт в цілóму;
- окремі технологічні операції (наприклад, закріплення ґрунтової основи);
- ситуації, пов'язані зі статичним, динамічним (в т. ч. вібраційним) навантаженнями або розвантаженням основи, порушенням ґрунту нижче підошви фундаментів у процесі аварійно-відновлювальних робіт, пониженням РГВ (WL) і таке інше.

В. Розміри зон впливу кожного фактору ризику (зони ризику).

Г. Особливі вимоги до черговості виконання різних видів робіт на об'єкті, критерієм яких є забезпечення надійності будівлі і навколишньої забудови.

Д. Дані про післядію і релаксацію впливу техногенних факторів в ґрунтах основи і вимоги до інтенсивності ведення робіт, віднесених до факторів ризику.

Е. Параметри ощадливих режимів виконання реконструктивних (відновлювальних) робіт.

Є. Питання забезпечення та контролю якості робіт.

Ж. Вимоги до геотехнічного моніторингу.

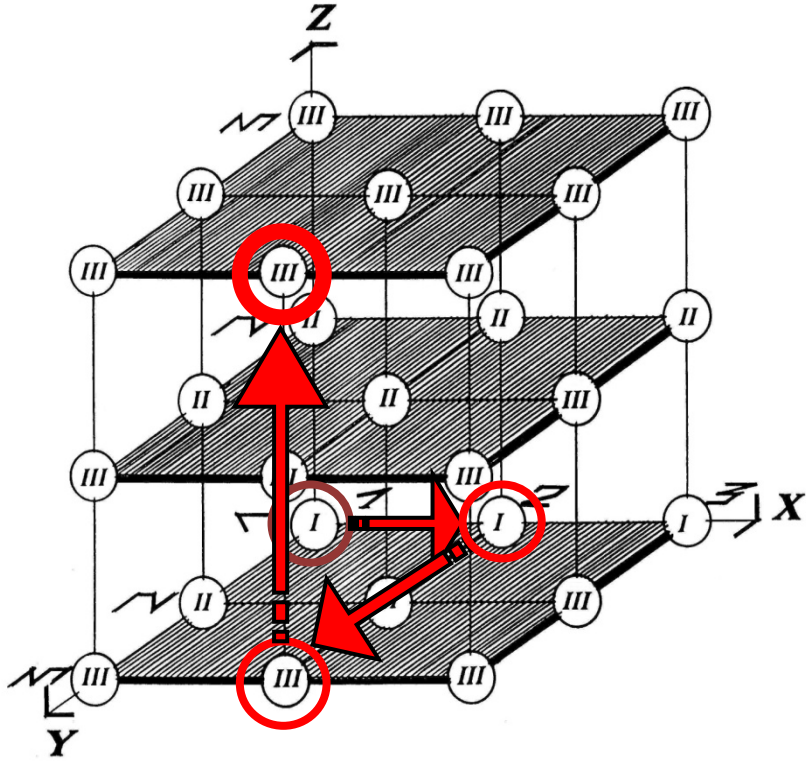


Рис. 4.20. Тетраграма для визначення ступеню геотехнічної складності реконструкції в умовах існуючої міської забудови: ***X*** *– ступінь геотехнікчної надійності ґрунтової основи* ***(1, 2, 3)****;* ***Y*** *– ступінь експлуатаційної надійності досліджуваної будівлі* ***(1, 2, 3)****;* ***Z*** *– категорія ризику для навколишньої забудови* ***(1, 2, 3)****;* ***I, II, III*** – геотехнічна категорія складності об'єкту

4.4.1. *Визначення геотехнічної категорії складності об'єкту реконструкції на прикладі будинку № 87 на вул. 16 Липня у м. Рівному*

Результати аналізу інженерно-геологічної та гідрологічної ситуацій ділянки забудови

Згідно результатів інженерно-геологічних вишукувань ділянки забудови природною основою стрічкових фундаментів досліджуваного будинку слугує ґрунт ІГЕ-2 –

супісок пластичний лесоподібний, з включенням карбонатів, ясно шаруватий, жовтувато-сірий з наступними значеннями показників фізико-механічних властивостей (див. табл. 4.19):

- природна вологість: W = 0.22;
- ступінь вологості Sr = 0.94;
- модуль деформації E = 18.0 МПа;
- коефіцієнт пористості e = 0.63;
- питома вага ґрунту: γII = 19.80 кН/м^3;
- кут внутрішнього тертя: φII = 25°;
- коефіцієнт зчеплення: c_{II} = 14.0 кПа.

Підошва існуючих стрічкових фундаментів досліджуваного будинку знаходиться в зоні дії РГВ. Згідно матеріалів досліджень минулих років, амплітуда коливання рівня ґрунтових вод супіщаних ґрунтів може складати 1.0÷1.2 м. Тобто, в посушливі періоди року РГВ може опускатися нижче підошви фундаментів на 0.50÷0.80 м. Таке коливання спричиняє стохастичну зміну напружено-деформованого стану ґрунтів основи внаслідок зміни, появи або зникнення гідростатичного та гідродинамічного тисків. Внаслідок цього виникають різні за амплітудою вертикальні рухи фундаментів і стін будинку, що в комплексі з додатковим навантаженням на ґрунтову основу потенційно може приводити до появи і розвитку деформаційних тріщин в конструкціях ФПЧ і будинку в цілóму.

Згідно інженерно-геологічних карт ураження території Рівненської області [69; 70] екзогенними геологічними процесами, досліджуваний район до територій ураження і розвитку карстів не відноситься. Аналізом комплексу чинників, що характеризують умови розвитку карсту, ознак проявів карстово-суфозійних явищ не виявлено.

Відповідно з п. 6.2.9.1 ДБН А.2.1-1-2014, досліджувана ділянка забудови відноситься до категорії стійкості ***VI*** від-

носно карстових провалів.

Сейсмічність досліджуваної ділянки забудови згідно 12-ти бальної шкали ***MSK-64*** (С.В. Медведев, W. Sponheuer, V. Karnik) **– *6 (шість)*** балів.

Фонова сейсмічна інтенсивність згідно табл. А.1 в додатку А ДБН В.1.1-12:2014 для м. Рівного **– *6 балів.***

Нормативна сейсмічна інтенсивність площадки будівництва приймається по карті ОСР-2004 С ДБН В.1.1-12:2014, як для об'єктів і споруд масового цивільного, промислового призначення, різних житлових об'єктів у міській і сільській місцевості, і становить ***6 балів.***

Умови будівництва та експлуатації будинку середні. Динамічні коливання (сейсмічні, вібраційні) у ґрунтах, що генерують небезпечні зміщення будівельних конструкцій неможливі. Внаслідок високого стояння і особливо періодичної зміни рівня ґрунтових вод вертикальні і горизонтальні деформації основи викликають деформації будівлі, величини яких перевищують граничні значення для об'єктів, що не пристосовані до сприймання нерівномірних деформацій основи, але не перевищують граничні значення для будівель, які пристосовані до сприймання вказаних деформацій, тобто: $S_0 + S > S_u$; $S_0 + S \leq \leq S'_u$. Осідання будинку протікають нерівномірно. Проектування будівель в такій інженерно-геологічній ситуації повинне враховувати можливість прояву та усунення понаднормативних деформацій, що перевищують граничні значення для несучих конструкцій.

З огляду на викладене, за чотириступеневою шкалою класифікаційних ознак ***ґрунтова основа досліджуваного будинку класифікується за другим (2) ступенем геотехнічної надійності*** і відноситься до територій, які обмежено придатні для забудови без проведення інженерно-

технічних заходів (див. табл. 2.12 в розділі 2).

Результати обстежень конструкцій і конструктивних елементів досліджуваного будинку

Категорія технічного стану несучих конструкцій і конструктивних елементів будинку визначалась на основі результатів обстеження та згідно таблиць 4.2, 4.3, 4.5, 4.7÷4.10 залежно від показника експлуатаційної надійності $K_{ен}$ будівлі (див. розд. 4.2).

Експлуатаційна надійність досліджуваного будинку класифікована за третім (3) ступенем, технічний стан основних несучих конструкцій – незадовільний, ступінь пошкодження об'єкту – значний. Експлуатація будинку можлива лише за умови проведення капітального ремонту. Зменшення несучої здатності залізобетонних і кам'яних конструкцій – 21÷25%, дерев'яних і металевих конструкцій – 16÷40% (див. табл. 4.11, 4.15).

Категорія ризику для навколишньої забудови при відновленні досліджуваного об'єкту залежно від виду та обсягів реконструктивних (відновлювальних) робіт і їх впливу на напружено-деформований стан ґрунтової основи ***класифікована за третім (3) ступенем*** згідно табл. 4.17.

Результати визначення геотехнічної категорії складності досліджуваного об'єкту

Визначення геотехнічної категорії складності об'єкту реконструкції виконувалось за тетраграмою на рис. 4.20, виходячи з поєднання ступеню геотехнічної надійності ґрунтової основи (вісь X), категорії експлуатаційної надійності досліджуваного будинку (вісь Y) та категорії ризику для навколишньої забудови при відновленні досліджуваного об'єкту (вісь Z).

З огляду на ступінь геотехнічної надійності ґрунтової

основи ***2***, категорії експлуатаційної надійності досліджуваного будинку ***3*** та категорії ризику для навколишньої забудови при відновленні досліджуваного об'єкту ***3 – категорія геотехнічної складності об'єкту*** дослідження при його реконструкції згідно тетраграми на рис. 4.20 ***класифікується, як III (третя)***, для якої обов'язковою умовою є виконання комплексу робіт з геотехнічного супроводження усіх стадій будівельного процесу згідно табл. 4.18, а саме:

- розкопування шурфів біля кожного виду конструкцій у найвідповідальніших ділянках з відбором і визначенням фізико-механічних і деформаційних характеристик ґрунтів основи;

- при розбіжності одержаних додатковими інженерно-геологічними вишукуваннями результатів з архівними матеріалами – статичне зондування і буріння контрольних свердловин за межами будівлі з відбором та випробуванням зразків ґрунту;

- визначення фактичних розмірів та глибини закладання фундаментів;

- визначення міцності матеріалу фундаментів неруйнівними методами, оцінка стану пошкоджених конструктивних елементів;

- ревізія та оцінка стану внутрішніх та зовнішніх водонесучих комунікацій;

- вивчення гідрологічного режиму і хімічного складу ґрунтових вод;

- визначення місцезнаходження підземних споруд, підвалів, фундаментів знесених будівель, тунелів, не працюючих підземних інженерних комунікацій (якщо такі є) на ділянці забудови.

- розкопування шурфів біля всіх вертикальних несучих конструкцій (стін, колон і таке інше) в найнебезпеч-

ніших місцях з обмірами фундаментів, відбором і випробуванням ґрунтів основи;

- визначення міцності матеріалу фундаментів неруйнівними методами і лабораторними випробуваннями зразків;

- статичне зондування і буріння контрольних свердловин (в обсязі, передбаченому для нового будівництва) з відбором і випробуванням зразків ґрунту;

- розробка технологічного регламенту проведення відновлювальних робіт;

- участь спеціаліста-геотехніка на всіх стадіях будівельного процесу (вишукування, обстеження, проектування, відновлювальні роботи, післябудівельний моніторинг);

- передпроектне обстеження будівель і споруд, що попадають у зону ризику;

- геотехнічний прогноз можливих деформацій будівлі;

- моделювання найнебезпечніших містобудівельних ситуацій на ділянці забудови;

- наукове супроводження складних або новітніх технологій в процесі проведення комплексу інженерно-технічних і (або) геотехнічних заходів;

- геотехнічний моніторинг на стадії проведення відновлювальних робіт.

Таблиця 4.17

Категорії ризику для навколишньої забудови при реконструкції існуючих об′єктів або нового будівництва

Категорія ризику для навколишньої забудови	При реконструкції з відновленням експлуатаційної надійності	При новому будівництві
1	2	3
1	Реконструкція будівлі чи споруди здійснюється без збільшення навантаження на основу та без змін статичних умов роботи основи.	Навколишня забудова знаходиться поза зоною впливу об'єкту будівництва (за статичними умовами роботи його основи, а також за впливом техногенних факторів, в т.ч. при використанні критичних технологій влаштування фундаментів).
	Клас наслідків (відповідальності) будівель і споруд СС1, категорія відповідальності конструкцій *В* згідно ДБН В.1.2-14-2009 [71]**:** будівлі та споруди об'єктів обмеженого народногосподарського і (або) соціального значення: склади без процесів сортування та упаковки для зберігання сільськогосподарської продукції, добрив, хімікатів, вугілля, торфу та інше; теплиці, парники, одноповерхові житлові будинки, опори провідного зв'язку, опори освітлення населених пунктів, огорожі; заглиблені інженерні комунікації та підземні споруди обмеженого значення; всі об'єкти промисловості, енергетики, транспорту і зв'язку, сільського господарства і переробки сільгосппродукції, що не віднесені до класів СС3 і СС2; громадські будівлі, об'єкти фізкультури та спорту, що не віднесені до класів СС3 і СС2, а також усі тимчасові будівлі і споруди, мобільні будинки; об'єкти внутрішньовиробничих доріг, комунікацій і продукто-проводів; парники, теплиці; опори розподільної мережі низької напруги, освітлювальні опори.	

продовження табл. 4.17

1	2	3
	Реконструкція будівлі чи споруди передбачає зміну навантаження на існуючі фундаменти і (або) зміну статичних умов роботи основи без її перенавантаження; без використання критичних технологій влаштування фундаментів, дотримується критерій по допустимих додаткових деформаціях об'єкту реконструкції і навколишньої забудови.	Навколишня забудова знаходиться поза зоною впливу об'єкту будівництва за статичними умовами роботи його основи, але попадає в зону впливу техногенних факторів, пов'язаних, в т.ч., з проведенням робіт (дотримується критерій по допустимих додаткових деформаціях навколишньої забудови без проведення заходів з її посилення).
2	**Клас наслідків (відповідальності) будівель і споруд СС2, категорія відповідальності конструкцій *Б* згідно ДБН В.1.2-14-2009** [12]**:** будівлі і споруди важливого народногосподарського і (або) соціального значення: об'єкти промислового, сільськогосподарського, житлово-комунального призначення і зв'язку, що не ввійшли до І-ї і ІІ-ї категорії; заглиблені або підземні інженерні комунікації і споруди важливого значення. Основні об'єкти металургійної промисловості, важкого машинобудування, нафтохімії, суднобудування, оборонної промисловості (доменні і мартенівські цехи, складальні корпуси, високі димові труби тощо); копри, машинні відділення добувних машин; об'єкти гідро- і теплоенергетики потужністю менше 1,0 млн. кВт, розподільні системи основних електромереж високої напруги (включаючи опори ліній електропередачі і відкритих розподільних пристроїв); ємкості для нафти і нафтопродуктів; шляхові полотна магістральних автодоріг, злітно-посадкові смуги, мости і тунелі протяжністю до 1000 м, канатні дороги, вокзали, аеровокзали, вертолітні станції; магістральні трубопроводи; великі готелі, гуртожитки; об'єкти водопроводу і каналізації (включаючи водонапірні башти, очисні споруди, водозабори) промислових підприємств і населених пунктів; будівлі видовищних і спортивних підприємств, підприємств торгівлі, громадського харчування, служби побуту, установи охорони здоров'я; будівлі і споруди центральних складів для забезпечення життєвих потреб населення, склади особливо цінного устаткування і матеріалів, військові склади; житлові, громадські або багатофункціональні будівлі висотою до 100 м.	

продовження табл. 4.17

1	2	3
	Реконструкція будівлі чи споруди передбачає зміну (збільшення) навантаження на існуючі фундаменти і (або) зміну статичних умов роботи основи, яка приводить до перевантаження основи; використовуються критичні технології влаштування нових фундаментів; при існуючих фундаментах не дотримується критерій по допустимих деформаціях об'єкту реконструкції і навколишньої забудови.	Навколишня забудова знаходиться в зоні впливу об'єкту, що будується (не дотримується критерій по допустимих додаткових деформаціях навколишньої забудови без проведення інженерно-технічних заходів з її підсилення).
3	**Клас наслідків (відповідальності) будівель і споруд СС3, категорія відповідальності конструкцій *А* згідно ДБН В.1.2-14-2009** [71]**:** основні будівлі та споруди об'єктів важливого народногосподарського і (або) соціального значення: головні корпуси ТЕС, АЕС, центральні вузли доменних печей, димові труби висотою більше 200 м, телевізійні башти, споруди магістральної мережі ЄАСС, резервуари для нафти і нафтопродуктів ємністю більше 10 тис. м^3, магістральні трубопроводи, промислові будівлі з прольотами більше 100 м, споруди зв'язку висотою більше 100 м, криті спортивні споруди з трибунами, будівлі театрів, кінотеатрів, цирків, критих ринків, учбових закладів, дитячих дошкільних закладів, лікарень, родильних будинків, музеїв, державних архівів; заглиблені або підземні транспортні та пішохідні комунікації. Об'єкти нафто- і газодобувної, газопереробної, металургійної, хімічної та інших галузей промисловості, обладнані пожежо- і вибухонебезпечними ємкостями і сховищами рідкого палива, газу і газопродуктів, особливо при їх зберіганні під тиском (технологічні трубопроводи, апарати, котли, газгольдери, ізотермічні резервуари ємністю понад 10 тис. кубометрів, резервуари для зберігання нафти та нафтопродуктів ємністю 30 тис. м^3 і більше, посудини високого тиску тощо); об'єкти хімічної, нафтохімічної, біотехнологічної, оборонної та інших галузей, що пов'язані з використанням, переробкою, виготовленням.	

продовження табл. 4.17

1	2	3
3 (закінчення)	і зберіганням хімічно токсичних, вибухо- і пожежонебезпечних речовин і промислових вибухових матеріалів, біологічно небезпечних речовин тощо; об'єкти вугільної і гірничорудної промисловості, небезпечні щодо пожежі, вибуху і газу відповідно до класифікації Держнаглядохоронпраці; будівлі головних вентиляційних систем на копальнях і рудниках; об'єкти атомної енергетики (АЕС, АЕТС, АСТ), включаючи сховища і заводи з переробки ядерного палива і радіоактивних відходів, а також інші радіаційне небезпечні об'єкти за класифікацією Держатомнагляду; об'єкти гідро- і теплоенергетики (ГЕС, ГРЕС, ТЕС, ТЕЦ, ГАЕС) потужністю понад 1,0 млн. кВт; мости і тунелі на дорогах вищої категорії, або протяжністю понад 1000 м чи прогоном понад 300 м; стаціонарні споруди знаків навігаційної обстановки; шлюзи і основні портові споруди на водних шляхах 1-го і 2-го класів ДСТУ Б В.2.3-1; будівлі і споруди крупних залізничних вокзалів і аеровокзалів; магістральні трубопроводи діаметром понад 1000 мм, або з робочим тиском понад 2,5 МПа, а також ділянки магістральних трубопроводів меншого діаметра і з меншим робочим тиском у місцях переходів через водні перешкоди, залізничні та автомобільні дороги; гідротехнічні споруди меліоративних систем із площею зрошення і осушення понад 300 тис. га і водоймищ об'ємом понад 1 км^3; крупні елеватори і зерносховища, млинарські комбінати; житлові, громадські або багато-функціональні будівлі заввишки понад 100 м; будівлі основних музеїв, державних архівів, сховищ національних історичних і культурних цінностей; видовищні об'єкти з масовим перебуванням людей (стадіони, театри, кінозали, цирки, виставкові приміщення тощо); будівлі університетів, інститутів, шкіл, дошкільних закладів тощо; великі лікарні та інші заклади охорони здоров'я; універсами та інші великі торговельні підприємства; об'єкти життєзабезпечення великих районів міської забудови і промислових територій; великі об'єкти захисно-запобіжного характеру (протиселеві, протизсувні, протилавинні споруди, захисні дамби тощо).	

Таблиця 4.18

Склад і обсяги робіт з геотехнічного супроводження процесу реконструкції або нового будівництва об'єкту в умовах існуючої міської забудови

Категорія геотехнічної складності	Склад і обсяги робіт з геотехнічного супроводження будівництва (реконструкції)
1	2
I	- вивчення матеріалів інженерно-геологічних вишукувань минулих років; - розкопування 2÷3-х контрольних шурфів в будинку з визначенням стану фундаментів і ґрунтів основи; - визначення режиму експлуатації та утримання будівлі з метою встановлення факторів, що негативно впливають на основу (аварійні витоки з водонесучих комунікацій, затоплення підвалів, поверхневе замочування ґрунту і таке інше).
II	- вивчення та аналіз матеріалів інженерно-геологічних і гідрогеологічних вишукувань минулих років; - розкопування шурфів біля кожного виду конструкцій (стін, колон, підпірних стін і таке інше) у найвідповідальніших ділянках з відбором і визначенням фізико-механічних і деформаційних характеристик ґрунтів; - при розбіжності одержаних додатковими інженерно-геологічними вишукуваннями результатів з архівними матеріалами – статичне зондування і буріння контрольних свердловин за межами будівлі з відбором та випробуванням зразків ґрунту; - визначення фактичних розмірів та глибини закладання фундаментів; - визначення міцності матеріалу фундаментів неруйнівними методами, оцінка стану пошкоджених конструктивних елементів; - ревізія та оцінка стану внутрішніх та зовнішніх водонесучих комунікацій; - вивчення гідрологічного режиму і хімічного складу ґрунтових вод; - визначення місцезнаходження підземних споруд, підвалів, фундаментів знесених будівель, тунелів, не працюючих підземних інженерних комунікацій (якщо такі є) на ділянці забудови.

продовження табл. 4.18

1	2
III	(Додатково до робіт по категорії ***II***): - розкопування шурфів біля всіх вертикальних несучих конструкцій (стін, колон і таке інше) в найнебезпечніших місцях з обмірами фундаментів, відбором і випробуванням ґрунтів основи; - визначення міцності матеріалу фундаментів неруйнівними методами і лабораторними випробуваннями зразків; - статичне зондування і буріння контрольних свердловин (в обсязі, передбаченому для нового будівництва) з відбором і випробуванням зразків ґрунту; - у випадку пальової основи – визначення фактичної довжини паль, оцінка їхнього стану і несучої здатності; - розробка технологічного регламенту проведення відновлювальних робіт; - участь спеціаліста-геотехніка на всіх стадіях будівельного процесу (вишукування, обстеження, проектування, відновлювальні роботи, післябудівельний моніторинг); - передпроектне обстеження будівель і споруд, що попадають у зону ризику; - геотехнічний прогноз можливих деформацій будівлі; - моделювання найнебезпечніших містобудівельних ситуацій на ділянці забудови; - наукове супроводження складних або новітніх технологій в процесі проведення комплексу інженерно-технічних і (або) геотехнічних заходів; - геотехнічний моніторинг на стадії проведення відновлювальних робіт; - вибір бережливої технології робіт нульового циклу.

Таблиця 4.19

Зведена інженерно-геологічна колонка з показниками фізико-механічних властивостей ґрунтів основи будівлі № 87 на вул. 16 Липня у м. Рівному

Індекс генезису та вік ґрунтів	Літологічний розріз та № ІГЕ	Номенклатурна назва ґрунтів (ДСТУ Б В.2.1-2-96)	Нормативні								Розрахункові					
			W	I_r	I_l	e	S_r	ρ	E	I_{om}	γ_{II}	c_{II}	φ_{II}	E	Порядковий № згідно ДБН Д2.2-1-99	R_0
			Долі одиниці					$\frac{г}{см^3}$	МПа	%	$\frac{кН}{м^3}$	кПа	градуси	МПа		кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
tQ_{IV}	1	Насипний ґрунт – асфальтобетон, суміш будівельних відходів і відсипаних ґрунтів, неконсолідований.	--	--	--	--	--	1.6	--	--	--	--	--	--	24 а, б	--
tQ_{IV}	1а	Насипний ґрунт – відвал ґрунтів з ущільненням, строкатий.	--	--	--	--	--	1.6	--	--	--	--	--	--	24 а, б	--
eQ_{IV}	2а	Супісок пластичний з залишками органічних решток (до 5 %), сірий.	0.21	0.1	0.2	0.65	0.9	1.98	16	--	20	13	24	16	9а	--
vdQ_{III}	2	Супісок пластичний, лесоподібний, з включенням карбонатів, ясношаруватий, жовто-сірий.	0.22	0.1	0.2	0.63	0.9	2.01	18	--	20	14	25	18	34а	--

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ ДО РОЗДІЛУ 4



1. Аварії на будівлях і спорудах та їх попередження. *Перша всеукраїнська науково-технічна конференція* : зб. матеріалів. К. : Академія будівництва України, 1997. 266 с.
2. ДБН В.1.2-1-95. Положення про розслідування причин аварій (обвалень) будівель, споруд, їх частин та конструктивних елементів. К. : Держкоммістобудування України, 1995.
3. Собуцький В. О., Гонгало І. І. Джерела незадовільного технічного ста-ну міських будівель і споруд і причини їх аварій. *Науково-технічний збірник КНУБА*. Київ, 2001. Вип. 10. С. 180–183.
4. ГОСТ 31937-2011. Межгосударственный стандарт. Здания и сооружения. Правила обследования и мониторинга технического состояния. Buildings and constructions. Rules of inspection and monitoring of the technical condition. Межгосударственный совет по стандартизации, метрологии и сертификации (мгс). Interstate council for standardization, metrology and certification (isc). 2014. 59 с.
5. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. Exploitation of constructions and engineering equipment of building, external networks inspection of the technical state of buildings. К. : Мінрегіон України, 2017. 70 с.
6. Собуцький В. О., Собуцький О. В. Експлуатаційна надійність міських будівель і споруд: основи теорії і практика : монографія. Рівне : НУВГП, 2013. 225 с. ISBN 978-966-327-219-1
7. Положение об организации и проведении реконструкции, ремонта и технического обслуживания зданий,

объектов комунального и социально-культурного назначения. ВСН 58-88 (р) / Госкомархитектуры. М. : Стройиздат, 1990. 32 с.
8. Рекомендации по оценке надежности строительных конструкций по внешним признакам / ЦНИИПромзданий Госстроя СССР. М., 1983.
9. Клепиков С. Н. Расчет сооружений на деформируемом основании. К. : НИИСК, 1996. 204 с.
10. Ройтман А. Г. Предупреждение аварий жилых зданий. М. : Стройиздат, 1990. 240 с.
11. ДБН В.2.1-10-2009. Основи і фундаменти будівель та споруд. НДІБК Мінрегіонбуду України. К., 2009. 104 с.
12. ДБН А.2.1-1-2008. Інженерні вишукування для будівництва. К. : Мінрегіонбуд України, 2008. 72 с.
13. Інженерний захист та освоєння територій : довідник / за ред. В. С. Ніщука. К. : Основа, 2000. 344 с.
14. Коновалов П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. М. : Стройиздат, 1980. 136 с.
15. Основания и фундаменты / под ред. Дж. Сауэрса ; пер. с англ. М. : Стройиздат, 1968. 503 с.
16. Собуцький В. О., Єфременко В. М. Про влаштування фундаментів у стиснених умовах міської забудови. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди* : зб. наук. праць. Рівне : НУВГП, 2007. 8 с.
17. Собуцький В. О., Гупалюк В. М., Горбатенко В. В. Рекомендації з відновлення експлуатаційної надійності будівель і споруд методом ін'єктування ґрунтової основи гелевим композитом. НУВГП, НДЛ ЕНБіС, 2011. 76 с.
18. Australian Standard. Residential slabs and footings. 1986. A. S. 2870.
19. Lásló Rétháti. Groundwater in civil engineering. Akadémiai Kiadó. Budapest, 1983. 430 s.
20. Lizzi F. Root-Pattern Piles Underpinning. Prok. Symposium on bearing capacity of piles. Roorkee, 1994.

21. Sobutsky V., Klepikov S. Nerownomierne osiadania podloża i odkztalcenia wysokih budynkow. *Криниця-93* : матеріали 39-ї наукової конференції. Жешув, (Польща), 1993. P. 24.
22. Sobutsky V., Klepikov S. Analysis of multi-storeyed buildings on the nonaniform settlements of soil foundations. *Матеріали 2-ої Міжнародної конференції з висотних будівель*. м. Нанкін (КНР), 1991. 18 с.
23. Wasilkowski F. Wplyw rozpelzania podloźa na fundamenty budowli, posadowonyeh na terenach gorniczych. Inźynieria i Budownictwo, 1966. № 6, 7.
24. ДБН 362-92. Оцінка технічного стану сталевих конструкцій виробничих будівель і споруд, що знаходяться в експлуатації. К. : Держком України у справах арх-ри, будівництва та охорони історичних середовищ, 1995. 47 с.
25. Металеві конструкції : підручник / В. О. Пермяков, О. О. Нілов, О. В. Шимановський та ін. К. : Видавництво «Сталь», 2008. 812 с.
26. Пособие по обследованию строительных конструкций зданий. АО «ЦНИИпромзданий». М. : Стройиздат, 1997. 216 с.
27. СНиП II-23-81*1990. Стальные конструкции / Госстрой СССР. М. : Стройиздат, 1990. 125 с.
28. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия (Дополнения. Разд. 10. Прогибы и перемещения) / Госстрой СССР. М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. 8 с.
29. ДСТУ Б В.1.2- -3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. Deflections and displacements. Design rules. К. : Мінбуд України, 2006. 29 с.
30. Голышев А. Б., Ткаченко И. Н. Проектирование усилений несущих железобетонных конструкций. К. : Логос, 2001. 172 с.

31. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. К. : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.
32. Лучко Й. Й., Коваль П. М., Дем'ян М. Л. Методи дослідження та випробування будівельних матеріалів і конструкцій / НАН України: Фіз.-мех. ін-т ім. Г.В. Карпенка. Львів : Каменяр, 2001. 436 с.
33. Савйовский В. В. Техническая диагностика строительных конструкций зданий. Харьков : «Форт», 2008. 560 с.
34. Физдель И. А. Дефекты в конструкциях и сооружениях и методы их устранения. М. : Стройиздат, 1987. 175 с.
35. Hans-Axel Kabrede: Ochrona i naprawy konstrukcij betonowych. Materialy szkoleniowe dla uczestnikow seminarium. Wroclaw, 1996.
36. Lech Czarnecki, Peter Emons. Naprawa i ochrona konstrukcij betonowych. Kraków : Polski Cement, 2002. 434 s.
37. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции. Госстрой СССР. М., 1987. 112 с.
38. СП 70. 13330.2012. Свод правил. Несущие и ограждающие конструкции. Load-bearing and separating constructions. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87. Госстрой России. М. : ФГУП ЦПП, 2013. 192 с.
39. ДБН В.2.6-33:2018. Конструкції зовнішніх стін з фасадною теплоізоляцією. Вимоги до проектування. Construction of outward walls with façade heat insulation. Requiremtnts for design. К. : Мінрегіонбуд України, 2018. 21 с.
40. ДБН В.2.6-161:2017. Дерев'яні конструкції. Основні положення. К. : Мінрегіонбуд України, 2017. 111 с.
41. ДБН В.2.6-160:2010 Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення. К. : Мінрегіонбуд України, 2011.
42. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. Steel structures. Design code. К. : Мінрегіонбуд України, 2014. 199 с.

43. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. Bases and foundations of buildins and structures. Main principles. К. : Мінрегінбуд України, 2018. 36 с.
44. ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. The constructions of buildins and structures. Design of masonry structures. General rules. К. : Мінрегіонбуд України, 2011. 97 с.
45. EN 1996-1-1. Єврокоду 6: Проектування кам'яних конструкцій. Частина 1-1: *Загальні правила для армованих і неармованих конструкцій*.
46. Вахненко П. Ф. Кам'яні та армокам'яні конструкції : навч. посіб. К. : ІСДО, 1993. 260 с.
47. Експериментальні дослідження вологості та засоленості бетону і цегляної кладки / Й. Й. Лучко, Б. З. Парнета, Б. Л. Назаревич, Р. І. Майба. *Вісник ОДАБА*. Одеса : Місто майстрів, 2005. Вип. 20. С. 185–195.
48. Назаревич Б. Л., Глагола І. І., Лучко Й. Й. Руйнування кам'яних будівель і споруд тривалої експлуатації. *Діагностика, довговічність і реконструкція мостів і будівельних конструкцій* : зб. наук. пр. Львів : Каменяр, 2002. Вип. 4. С. 132–144.
49. Собуцький В. О. Технічний стан конструкцій та оцінка експлуатаційної надійності досліджуваного об'єкту. *Будівельні конструкції* : наук.-техн. зб. Київ : Держ. НДІБК, 2006. Вип. 60.
50. Kuš S., Kwiecinski J. Współpraca konstructora z architektem w procesie proectowania obiektów. Przyklady wybitnych konstrukcji. Warztat Pracy Projektanta instrukcji. Szczyrk, 2007.
51. Levicki B. Nerownomierne osiadania podloża i odkztalcenia budynkow. Arkady. Warszawa, 1979. 681 s.
52. Авиром Л. С. Надежность конструкций сборных зданий и сооружений. М. : Стройиздат, 1971. 216 с.

53. ДБН В.2.6-161:2010. Дерев'яні конструкції. Основні положення. К. : Мінрегіонбуд України, 2011. 102 с.
54. Nowak A. S. and Collins K. R. Reliability of Structure. New York : McGraw-Hill Ed, 2000. 338 p.
55. Собуцький В. О. Визначення причин деформацій будинків старої забудови м.Червоноград Львівської області. Проблеми реконструкції будівель і споруд : наук.-техн. зб. Кривий Ріг, 1998.
56. Бойко М. Д. Техническое обслуживание и ремонт зданий и сооружений. М. : Стройиздат, 1986. 210 с.
57. Барашиков А. Я., Гомілко В. О., Малишев О. М. Технічна експлуатація будівель і міських територій : підручник. К. : Вища шк., 2000. 112 с.
58. СОУ ЖКГ 75.11–35077234. 0015. Житлові будинки. Правила визначення фізичного зносу житлових будинків. 2009.
59. Коломиец А. В., Ариевич Е. М. Эксплуатация жилых зданий. М. : Стройиздат, 1985. 371 с.
60. Технічне обстеження та нагляд за безпечною експлуатацією будівель та інженерних споруд / О. М. Малишев, В. Д. Віроцький, О. О. Нілов, О. В. Сергійчук та ін. К. : Відлуння, 2007. 708 с.
61. ВСН 57-88 (р). Положение по техническому обследованию жилых зданий / Госкомархитектуры. М. : Стройиздат, 1991. 64 с.
62. Собуцький В. О. Джерела незадовільного технічного стану міських будівель і споруд та причини їх аварій. *Науково-технічний збірник КНУБА*. Київ, 2001. Вип. 10.
63. Методика обстеження інженерних систем будівлі. Наказ Мінрегіонбуду та ЖКГ України від 11.07.2018 року № 173.
64. ДСТУ-Н Б EN 1997-1:2010 (EN 1997-1:2004, IDT). Єврокод-7. Геотехнічне проектування. Частина 1. *Загальні правила*. 2010.

65. ENV 1991-1:1994. Evrocode – Basis of structural of design (Основи проектування конструкцій).
66. Markenscoff, Xanthippi; Anurag Gupta. *Collected Works of J.D. Eshelby, the Mechanics of Defects and Inhomogeneities*. Springer, 2006. ISBN 1-4020-4416-X.
67. R. Frank, C. Bauduin, R. Driscoll, M. Kavvadas, N. Krebs Ovesen. Designers' Guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical Design – General Rules. Thomas Telford Ltd, 2004. 232 p.
68. ISO 2394:1994. General principles of reliability for structures.
69. Радецький Д. Н. Карти умов формування й розвитку геологічних явищ на території Рівненської області. 1976.
70. Інженерно-геологічна карта ураження території екзогенними геологічними процесами. РівнеГРЕ, 1984.
71. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. К. : Мінрегіонбуд України, 2009. 48 с.

РОЗДІЛ 5. ІНЖЕНЕРНО-ТЕХНІЧНІ ЗАХОДИ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ НА ДЕОКУПОВАНИХ ТЕРИТОРІЯХ



5.1. ЕКСПЕРТНА ОЦІНКА ВИТРАТ ПРИ ВІДНОВЛЕННІ ІНФРАСТРУКТУРИ ДЕОКУПОВАНИХ ТЕРИТОРІЙ

При спробі здійснити реальну експертну оцінку втрат економічного потенціалу деокупованих теритрій, що виникли через бойові дії, з'являються проблеми практичного характеру. Адже наслідки бойових дій відчувають на собі не лише суб'єкти господарювання в деокупованій зоні, а й у прилеглих до неї районах.

Однією з важливих проблем утримання і використання інфраструктури деокупованих територій є питання оцінки завданої майнової шкоди економіці України внаслідок окупації. Шляхом вирішення проблеми, може бути створення Кабінетом міністрів України реєстрів руйнувань (пошкоджень) власності територіальних громад та мирного населення, ретельне документування таких руйнувань з метою створення правових підстав та умов для відновлення зруйнованої інфраструктури регіонів в рамках державних, міжнародних та благодійних фінансових програм. Нагальною проблемою при документуванні руйнувань є питання оцінки завданої майнової шкоди, адже залучення експертних установ та професійних оцінювачів потребує значних бюджетних коштів. З огляду на це доцільним є розробка спеціального порядку оцінки такої майнової шкоди,

яким могли б користуватися спеціально створені комісії з представників органів державної влади і місцевого самоврядування, науково-дослідних установ та громадськості. Ґрунтовний аналіз втрат економічного потенціалу де- окупованих територій від бойових дій доцільно починати з дослідження змін у стані засобів виробництва, що відбувалися впродовж війни з РФ.

Причинами суттєвих втрат виробничих підприємств на деокупованих територіях, внаслідок яких промислові підприємства припинили роботу є, зокрема:

- вивезення обладнання значної частини підприємств до Росії, фактичне припинення експлуатації та утримання будівель;

- демонтаж (розкрадання) підприємств;

- переведення підприємств на часткове або повне при-пинення функціонування.

Інша, з точки зору експлуатаційної надійності будівель, проблема – підйом рівня підземних вод унаслідок припинення відкачування їх з покинутих вугільних шахт Добасу.

До 2/3 міських і селищних будівель та споруд Донбасу мають ризик підтоплення і затоплення, бо всі шахти є містоутворюючими. Ситуацію ускладнює те, що вже сьогодні більше 70% водозаборів – забруднені шахтними водами з тенденцією наростання забруднення ґрунтових вод. Ця територія може стати непридатною для життєдіяльності і забудови. Крім того, відбуваються зрушення (нерівномірні вертикальні і горизонтальні деформації) поверхні міських територій. Через це зростає ризик руйнування таких важливих елементів міської інфраструктури, як газопроводи, залізниці, підземні і наземні мережі інженерних комунікацій. Внаслідок таких змін,

як показує досвід, отримуємо ще й ризики сейсмічних ударів з деформаціями і руйнуванням міських будівель [1–6].

Збереження та відновлення експлуатаційної надійності міських будівель та запобігання аварійним і надзвичайним ситуаціям у зоні воєних дій це, перш за все, нагальна підготовка і перепідготовка (підвищення професійного рівня) інженерно-технічних кадрів служб моніторингу будівель та експлуатації будівельних об'єктів, спеціалістів з відновлення експлуатаційної надійності будівель, споруд.

Справа в тому, що чинна містобудівна документація за складом і змістом потребує доопрацювання. Причиною такого стану є відсутність надійних наукових методів аналітично-експертного забезпечення цивільного захисту, які дозволили б повною мірою врахувати закономірності дії уражальних чинників, що впливають на виробничо-промислову обстановку, цивільну інфраструктуру та реалізувати системність у їх прогнозуванні. У цьому напрямку слід звернути увагу на великі можливості методу багатофакторного прогнозування ситуації на основі математико-статистичного моделювання.

З метою запобігання виникненню надзвичайних ситуацій техногенного характеру місцеві органи виконавчої влади повинні здійснювати комплекс превентивних організаційних та інженерно-технічних заходів. Це, зокрема:

- Першочергові заходи для запобігання руйнувань і прогноз того, що може статися: виявлення небезпеки, оцінка ризику і прогнозування надзвичайних ситуацій на відповідних територіях та потенційно небезпечних об'єктах. Щорічне уточнення прогнозних даних щодо ризику виникнення надзвичайних ситуацій, визначення

найгостріших проблемних питань щодо запобігання надзвичайним ситуаціям.

- Розроблення паспортів ризику виникнення надзвичайних ситуацій та планів інженерно-технічних заходів, спрямованих на запобігання виникненню надзвичайних ситуацій. Створення реєстру потенційно небезпечних територій і об'єктів.

- Організація і здійснення систематичних перевірок стану техногенної безпеки на потенційно небезпечних об'єктах і територіях та створення їх реєстру.

- Підготовка та оснащення спеціалізованих аварійно-технічних груп і бригад для ліквідації надзвичайних ситуацій, підготовка керівного складу, тренування оперативних і робочих груп в умовах військових дій.

- Розроблення, узгодження і затвердження планів дій щодо запобігання виникненню та ліквідації можливих надзвичайних ситуацій на відповідних територіях і об'єктах.

- Системне керування рівнем підземних вод.

- Комплексний екологічно-техногенний та соціально-економічний аудит.

- Моніторинг з застосуванням дистанційних технологій.

Як свідчить досвід ліквідації наслідків військових дій, затрати на проведення заходів щодо запобігання надзвичайним ситуаціям у декілька разів менші, ніж затрати на проведення робіт з ліквідації їх наслідків. Зусилля місцевих органів виконавчої влади повинні бути спрямовані на забезпечення безаварійного функціонування об'єктів економіки, систем життєзабезпечення та потенційно небезпечних об'єктів, а також надійного захисту населення від негативного впливу військових дій.



Фото 5.1, 5.2. Руйнування міської житлової забудови (фото з Інтернет)



5.2. КОНЦЕПЦІЯ НАУКОВО-ПРАКТИЧНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ В СФЕРІ МІСТОБУДУВАННЯ

Як відомо, *інженерно-технічні заходи забезпечення цивільного захисту* (ІТЗ ЦЗ) – включають комплекс прогнозних, аналітично-експертних, інженерно-вишукувальних і проектних робіт та довідково-інформаційних, консультативних і посередницьких послуг, направлених на вирішення проблем, зумовлених загрозою можливої дії засобів масового ураження, їх супутніх уражальних чинників, а також можливих аварій та катастроф техногенного характеру [7–12].

Територіальні організації Мінрегіону України, які сприяють єдиній технічній політиці в сфері містобудування, відповідно до вимог ДБН А.2.3-1-1999 «Територіальна діяльність в будівництві» [13] забезпечують участь у функціонуванні територіальної підсистеми єдиної системи цивільного захисту шляхом виконання ІТЗ ЦЗ.

Разом з тим, традиційні методи аналітично-експертного забезпечення цивільного захисту (АЕЗ ЦЗ) не дозволяють повною мірою врахувати закономірності дії уражальних чинників, які впливають на виробничо-промислову ситуацію (ВПС), і реалізувати системність у її прогнозуванні. У цьому напрямку великі можливості відкриває метод багатофакторного прогнозування ВПС на основі математико-статистичного моделювання.

Таким чином, концепція науково-практичного забезпечення цивільного захисту, яка опирається на велику кількість експериментальних даних, полягатиме в наступному: теоретичне вираження системи ІТЗ ЦЗ вказує на умови, яким мають задовольняти всі рівняння, визначені експериментальними фактами.

Система, як предмет дослідження в теорії систем, визначається трьома чинниками, а саме: фізичними властивостями елементів системи, характером їх взаємодії та структурою системи. Функціональна структура системи ІТЗ ЦЗ, яка пропонується, містить відповідний математичний апарат для управління ВПС за критеріями ефективності, а також забезпечує синтез її локальних теорій:

- довідково-інформаційного забезпечення (збір та аналіз вихідних даних, зонування територій за характером негативної дії уражальних чинників);

- інженерно-вишукувального забезпечення (пошук та обґрунтування рішень щодо енергопостачання і світломаскування категорованих міст та об'єктів економіки, розміщення підприємств сфери виробництва будівельних конструкцій, виробів і матеріалів, розвитку позаміської зони, інженерного забезпечення);

- проектного забезпечення (планування і забудова міст, населених пунктів та об'єктів економіки з урахуванням вимог чинних нормативних документів щодо проектування ІТЗ ЦЗ;

- аналітично-експертного забезпечення (прогнозування ВПО, пошук єдиного варіанту реалізації ІТЗ ЦЗ в сфері містобудування) [14].

Структура системи має безпосередній зв'язок з фізичними властивостями системи, які характеризуються власними параметрами. Саме тому, концепція науково-практичного забезпечення цивільного захисту базується, головним чином, на результатах досліджень взаємодії повітряної, наземної, підземної та підводної ударних хвиль, а також сейсмовибухових і сейсмічних хвиль з міськими будівлями та інженерними спорудами; уражальної дії світлового випромінювання; дії проникної радіації на

елементи та вузли радіоелектронної апаратури; радіоактивного забруднення місцевості; дії електромагнітного імпульсу ядерного вибуху.

Адекватність результатів проведеного пошуку єдиного варіанту реалізації ІТЗ ЦЗ у сфері містобудування можлива тільки при створенні системи науково-доведених надійних методів прогнозування. На даний час існує дві групи таких методів: експериментальні і розрахункові (аналітичні). Наприклад, експериментальним шляхом визначається ступінь руйнування об'єкту залежно від потужності та висоти вибуху, віддалення об'єкту від епіцентру вибуху, розміру й стійкості об'єкту до дії уражаючих чинників, його розташування на місцевості, метеорологічних умов, характеру рельєфу місцевості, тощо.

Відмінності в розташуванні об'єктів на місцевості, а також їх індивідуальні особливості призводять до того, що ступінь руйнування одних і тих же об'єктів на однакових відстанях від епіцентру вибуху за решти рівних умов буде різною. Тому для кожного виду, потужності та умов вибуху існує своя закономірність змін ступеню руйнування об'єкту, яку називають координатним законом ураження [15].

Відповідно до завдань, які виконуються шляхом використання ядерної зброї, ядерні вибухи можуть здійснюватись у різних середовищах (повітря, ґрунт, вода) і на різній висоті (глибині) від поверхні землі (води). При проходженні ядерного вибуху в різних середовищах енергія, яка виділяється під час вибуху, трансформується порізному, що зумовлює специфічний характер явищ, які супроводжують даний вибух, зокрема його зовнішнього вигляду і властивих йому уражальних чинників.

На практиці уражальну дію вибуху оцінюють радіусом зони ураження Ry, на якому зона ймовірного ураження ділиться на дві частини так, що кількість об'єктів, які отримали даний ступінь ураження, в одній з частин зони рівний кількості об'єктів, які не отримали цього ураження, у другій її частині. Таким чином, координатний закон ураження замінюється ступінчастим. Площа, яка обмежена колом, радіус якої рівний Ry, прийнято називати зоною ураження. Оцінка уражальної дії вибуху колоподібної зони радіусом Ry дає можливість без істотних похибок прогнозувати ВПО, користуючись безпосередньо значеннями радіусів Ry або заздалегідь складеними порівняно простими та зручними для практики номограмами, поверхнями відгуку, проекціями ξ для поліномів планів Шеффе [16].

Методика вирішення таких задач передбачає одночасне врахування багатьох уражальних чинників і забезпечення багатьох вихідних параметрів (насамперед, приведеного радіусу зони виходу з ладу об'єкту за ударною хвилею), що на практиці важко здійснити традиційним експериментальним методом прогнозування через високу трудомісткість робіт і необхідність складного аналізу. Проведення експериментів щодо вивчення впливу певних чинників на стан об'єктів за допомогою математичних методів планування дозволяє отримати результат у вигляді рівняння (математичної моделі), яка з певною, статистично обґрунтованою ймовірністю адекватно описує реальний процес. Довідково-інформаційна база даних результатів зазначених експериментів у перспективі може бути використана при розробленні автоматизованих систем виконання ІТЗ ЦЗ, в тому числі – з використанням номограм.

5.3. МЕТОДИКА МАТЕМАТИЧНОГО МОДЕЛЮВАННЯ ГЕОТЕХНІЧНОЇ СИТУАЦІЇ В СИСТЕМІ АНАЛІТИЧНО-ЕКСПЕРТНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ЦИВІЛЬНОГО ЗАХИСТУ

Пізнавальна цінність математичних моделей, як засобу автоматичного керування системою, її глибокого аналізу і створення теорії є предметом активних досліджень багатьох науково-дослідних організацій і вчених.

Теорія пізнання сутності процесів, що відбуваються в досліджуваних системах, має будуватись не на результатах аналізу думок і тлумачень чисто логічного порядку, а лише відповідно до розгляду та інтуїтивного сприйняття констатацій емпіричного порядку, які складаються із сукупності існуючих наукових результатів та їх історії [14–19].

Результат усіх закономірностей, яким підпорядковуються дані представленого експерименту побудови математичної моделі геотехнічної ситуації в системі елементів міської інфраструктури (ЕМІ), з тлумачень, логічно доведених у межах досліджуваної підсистеми аналітично-експертного забезпечення цивільного захисту, і буде головною метою запропонованого наукового дослідження.

Пропонована методологія локальної теорії аналітично-експертного забезпечення цивільного захисту передбачає використання великої кількості експериментальних даних, і полягає в теоретичному вираженні системи інженерно-технічних заходів забезпечення цивільного захисту, а також вказує на умови, яким мають задовольняти всі рівняння, визначені експериментальними фактами.

Пропонована функціональна структура системи інженерно-технічних заходів забезпечення цивільного захисту містить відповідний математичний апарат для управління геотехнічною ситуацією (ГС) за критеріями ефективності, а також забезпечує синтез її локальних теорій, а саме:

- збору та аналізу вихідних даних, зонування територій за характером негативної дії уражальних чинників;

- пошуку та обґрунтування рішень щодо постачання категорованих міст та об'єктів економіки, розміщення підприємств сфери виробництва будівельних конструкцій, виробів і матеріалів, розвитку міської та позаміської зон, інженерного забезпечення);

- проектного забезпечення (планування і забудова міст, населених пунктів та об'єктів економіки з урахуванням вимог Норм проектування інженерно-технічних заходів забезпечення цивільного захисту);

- аналітично-експертного забезпечення (прогнозування ГС, пошук оптимального варіанту реалізації інженерно-технічних заходів забезпечення цивільного захисту (ІТЗ ЦЗ) в сфері містобудування).

Загально прийнято, що інженерно-технічні заходи забезпечення цивільного захисту – це комплекс прогнозних, аналітично-експертних, інженерно-вишукувальних і проектних робіт, які спрямовані на забезпечення сталого функціонування галузей національної економіки України в особливий період та убезпечення в умовах техногенних надзвичайних ситуацій.

З огляду на це, мета системного підходу до вирішення задач ІТЗ ЦЗ полягає в керуванні системою елементів міської інфраструктури (ЕМІ) шляхом формулювання задачі, виявлення особливостей та параметрів системи, від яких залежить досягнення мети, визначення показників і критеріїв ефективності, побудови математичної моделі та розробки на її основі алгоритмів і програм визначення оптимальних значень уражальних чинників.

Після вивчення якісної структури досліджуваного процесу, виявлення і виключення чинників, що не чинять істотного впливу на критерії і показники ефективності, установлення обмежень і регульованих чинників, систем-

ний аналіз припускає математичне моделювання, що дозволяє кількісно виразити характер і ступінь впливу окремих елементів системи, а також їх взаємодію.

Пропонована локальна теорія аналітично-експертного забезпечення цивільного захисту (АЕЗ ЦЗ) містить методологію багатофакторного прогнозування геотехнічної ситуації (ГС) в системі ЕМІ на основі математико-статистичного моделювання.

Показником І-ї групи задач оптимізації підсистеми АЕЗ ЦЗ є системне прогнозування ГС, а ІІ-ї групи – пошук оптимального варіанту реалізації ІТЗ ЦЗ в сфері містобудування. Прогнозування ГС відноситься до числа погано організованих або так званих дифузних підсистем, характерними рисами яких є неможливість чіткого виділення окремих явищ і необхідність урахування багатьох різнорідних чинників. Для дифузних підсистем в умовах неповного знання механізму всіх явищ, що відбуваються в них, особливо ефективним є статистичний і кібернетичний методи дослідження.

Статистичний метод дозволяє розробляти рекомендації з оптимальної поведінки підсистеми в умовах невизначеності, а також представляти експериментальний матеріал у стандартній формі та здійснювати «згортання інформації» у формі аналітичного виразу – рівняння регресії. Це особливо важливо, коли об'єм інформації швидко зростає і необхідне компактне, але разом з тим, достатньо повне її викладення.

Кібернетичний метод розкриває, насамперед, функціональні залежності підсистеми від середовища, абстрагуючись від внутрішніх причинно-наслідкових зв'язків, тобто використовує відомий принцип «чорного ящика». Кібернетичному моделюванню властива єдність функціонального підходу та оптимізації як засобу одержання даних для найкращого керування підсистемою.

Математичне планування експерименту (МПЕ) в теорії АЕЗ ЦЗ проводиться в три етапи:

- попереднє вивчення ГС як об'єкту дослідження (постановка завдання, збір і обробка апріорної інформації, формулювання робочої гіпотези; вибір параметрів оптимізації, незалежних змінних і обмежень; попередній експеримент);

- побудова відповідної математичної моделі та її інтерпретація;

- здійснення (за необхідності) технічної реалізації отриманих результатів.

Завдання математичного моделювання ГС зводиться до одержання залежності, що характеризує зв'язок між параметром оптимізації $(R_{у.в}^0/q^{1/3})$ і незалежними змінними X_k (чинниками), яку можна аналітично представити у вигляді функції:

$$R_{у.в}^0/q^{1/3} = \varphi(H/q^{1/3}, q, X_м, ..., X_k), \text{ м/т}^{1/3}, \quad (5.1)$$

де $R_{у.в}^0/q^{1/3}$ – приведений радіус зони виходу з ладу об'єкту системи за ударною хвилею:

$$R_{у.в}^0/q^{1/3} = \sum_{i=1}^{10} (H/q^{1/3})i + q + X_м \rightarrow max, \text{ м/т}^{1/3}; \quad (5.2)$$

$i=1$

$H/q^{1/3}$ – приведена висота ядерного вибуху i-го виду з урахуванням умовної потужності вибуху (q) або інших незалежних змінних:

$$40 \geq H/q^{1/3} \geq (-40), \text{ м/т}^{1/3}; \quad (5.3)$$

q – калібр ядерного боєприпасу:

$$q = 10^8 = const., \text{ т}; \quad (5.4)$$

$X_м$ – метеоумови середньої смуги (відкрита місцевість, літо, дуже слабка мряка, видимість 1÷2 км);

X_k – незалежні змінні i -ї групи задач оптимізації підсистеми АЕЗ ЦЗ;

n – кількість видів ядерних вибухів, за їх висотою (глибиною) від поверхні землі (води) та характеристик середовища.

Для якісного виконання завдань з прогнозування ГС необхідно розрахувати значення величини приведеного радіусу зони виходу з ладу об'єкту системи $(R_{У.В}^0/q^{1/3})$ за дією всіх уражальних чинників, з прив'язкою до домінуючого – надмірного тиску у фронті повітряної ударної хвилі $(\Delta p_ф)$:

$$\Delta p_ф \rightarrow min, \text{ кг/см}^2. \quad (5.5)$$

Невідома функція відгуку адекватно описується поліноміальним рівнянням другого порядку:

$$R_{У.В}^0/q^{1/3} = \beta_0 + \sum_{i=1}^{11}\beta X_i + \sum_{i=1}^{11}\beta_i X_i^2 + \sum_{i\neq j}^{11}\beta_{ij} X_i X_j + \ldots, \text{ м/т}^{1/3}. \quad (5.6)$$

Вид і показник ступеню полінома вибираються або на підставі теоретичного аналізу або апріорі, а потім уточнюються статистично. Оцінки коефіцієнтів регресії (β) поліноміальних моделей можуть бути знайдені на основі експерименту.

Відповідно до сучасної математичної теорії експерименту найбільш вдале поєднання статистичного і кібернетичного підходів до дослідження складних дифузних підсистем має місце в методах МПЕ, що на цей час досить добре розроблені стосовно різних галузей науки і техніки, у тому числі й містобудівельних технологій.

Якщо на стадії одержання математичних моделей дифузних підсистем можливе абстрагування від складних причинно-наслідкових зв'язків, то далі аналіз моделей дозволяє значною мірою розкрити ці зв'язки і дослідити сутність процесів, що відбуваються в підсистемі.

Пізнавальна цінність математичних моделей полягає у тому, що вони є засобом не тільки автоматичного керування підсистемою АЕЗ ЦЗ, але й засобом її глибокого пізнання та створення теорії.

Результат усіх закономірностей, яким підпорядковуються дані пропонованого експерименту побудови математичної моделі ГС, з тлумачень, логічно доведених в межах досліджуваної системи, і складає головну мету наукового дослідження.

На основі апріорної інформації на першому етапі МПЕ відібрано 11 чинників, що впливають на ГС в системі ЕМІ. Для ранжирування уражальних чинників застосовувався метод формалізації згідно різних нормативних документів і першоджерел.

За результатами ранжування методом формалізації побудована середня апріорна діаграма рангів впливу розглянутих чинників на ГС в системі ЕМІ при обраних межах їх зміни (див. рис. 5.1).

Аналіз діаграми рангів показує, що розподіл чинників є нерівномірним і близьким до експоненціального. Це дозволяє виділити безперечно основні уражальні чинники, а частину віднести до так званого «шумового поля». До таких найбільш суттєвих чинників, які впливають на ГС в системі ЕМІ можна віднести: надмірний тиск у фронті повітряної ударної хвилі (ΔP_ϕ), тиск сейсмовибухових і сейсмічних хвиль у ґрунті (σ), а також тиск у фронті підводної ударної хвилі (p_m). Найслабшим чинником згідно різних першоджерел стала часова функція напруженості електричного поля $(E(t))$.

На другому етапі МПЕ, були вибрані основні критерії оптимізації вихідного параметру $(R_{у.в}^0/q^{1/3})$ підсистеми АЕЗ ЦЗ в системі ЕМІ, а саме:

C_p^0 – ступінь руйнування об'єкту;

p^0 – ймовірність ураження об'єкту, (%);

κ^0 – коефіцієнт послаблення випромінювання захисною товщею об'єкту;

Q_n^0 – середня густина радіоактивного забруднення поверхонь об'єкту, (розп./хв×см^2);

c_φ – коефіцієнт опору тиску газового потоку захисної товщі об'єкту;

N_e – концентрація електронів у місці підвищеної іонізації, (1/см^3);

E^B_{max} – максимальне значення вертикальної складової напруженості електричного поля, (В/м), визначене експериментальним шляхом, залежно від потужності та висоти вибуху, віддалення досліджуваного об'єкту від центру (епіцентру) вибуху, розмірів і стійкості об'єкту до дії уражальних чинників, його розташування на місцевості, метеорологічних умов, характеру рельєфу місцевості, тощо [16].

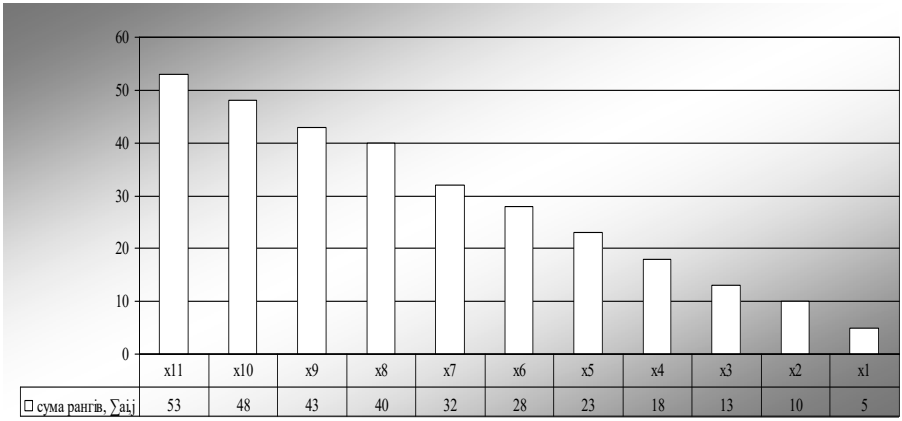


Рис. 5.1. Середня апріорна діаграма рангів впливу чинників на ВПС

Сукупність усіх значень, які може приймати чинник у межах експерименту, називають його областю варіювання. У матриці планування (таблиці планових експериментів) чинники давалися в кодованому вигляді. При цьому за основний рівень варіювання приймалася центральна, тобто нульова точка, яка позначена (X_{io}), а інтервал варіювання – (ΔX_i). Шляхом додавання або віднімання значення інтервалу варіювання від значення чинника, що знаходиться на основному рівні, одержані відповідно верхній, що позначається (+1), або (+), або нижній, що позначається (-1) або (-), рівні

чинника. Взаємозв'язок між натуральними (X_i) та кодованими значеннями чинників (x_i) визначені за формулою:

$$x_i = (X_i - X_{i0})/\Delta X_i. \quad (5.7)$$

Вибір інтервалів варіювання залежить від цілей і можливостей дослідження, а також від конкретних умов проведення експерименту, які зводяться в спеціальну таблицю.

Таблиця 5.1

Умови планування експерименту побудови математичної моделі ВПС в системі МЕМ

№ з/п	Чинники		Рівні варіювання			Інтервал варіювання ΔXi, натур.вим.
	Натуральний вигляд	Кодований вигляд	-1	0	+1	
1	2	3	4	5	6	7
1	Надмірний тиск у фронті повітряної ударної хвилі $(\Delta p_ф)$, кг/см^2	x_1	0.3	0.35	0.4	0.05
2	Тиск сейсмовибухових і сейсмічних хвиль у ґрунті (σ), кг/см^2	x_2	0.2	0.25	0.3	0.05
3	Тиск у фронті підводної ударної хвилі (p_m), кг/см^2	x_3	30	185	340	155
4	Світловий імпульс випромінювання (u), кал/см^2	x_4	50	210	370	160
5	Сумарна доза проникної радіації за захисною товщею (D_x), р	x_5	$1.1\cdot10^{-18}$	$2.1\cdot10^{-16}$	$4.3\cdot10^{-16}$	$2.1\cdot10^{-16}$
6	Сумарний потік нейтронів $(П_n)$, нейтр/см^2	x_6	0	$5\cdot10^{11}$	10^{12}	$5\cdot10^{11}$
7	Імпульс тиску рентгеновського випромінювання (I_0), кг·сек/см^2	x_7	0.046	0.058	0.070	0,012

продовження табл. 5.1

1	2	3	4	5	6	7
8	Рівень радіації ***(P)***, р/год	x_8	24184	255370	486556	231186
9	Імпульс тиску газового потоку ***($I_д$)***, кг·сек/см^2	x_9	168.90	168.925	168.95	0,025
10	Концентрація електронів у місці підвищеної іонізації ***(N_e)***, 1/см^3	x_{10}	0	$0.9\cdot10^5$	$1.8\cdot10^5$	$0.9\cdot10^5$
11	Часова функція напруженості електричного поля ***(E(t))***, В/м	x_{11}	62	372	682	310

Для побудови лінійних залежностей застосовувалися дворівневі, а для квадратичних – трирівневі плани і плани з більшою кількістю рівнів.

Результати дослідів оброблялися за допомогою методів математичної статистики, одержуючи залежності між вихідними параметрами і чинниками, що на них впливають, у вигляді лінійних або неповних квадратичних рівнянь регресії.

Таким чином, отримуємо математичну модель ГС в системі ЕМІ:

$$R_{У.В}^0/q^{1/3} = \varphi(x_1, x_2, x_4, x_5, x_6) + f(x_7, x_8, x_9, x_{10}, x_{11}),\ м/т^{1/3},\quad (5.8)$$

або

$$R_{У.В}^0/q^{1/3} = \varphi(\Delta p_ф,\ \sigma,\ u,\ D_x,\ П_п) + f(I_д,\ P,\ I_д,\ N_e,\ E(t)),\ м/т^{1/3}.\quad (5.9)$$

Якщо функції $\varphi(x_1, x_2, x_4, x_5, x_6)$, $f(x_7, x_8, x_9, x_{10}, x_{11})$ задані на відрізку $[a,b]$ і мають певні наперед визначені властивості, то можна стверджувати, що отримано функціональний простір ГС, елементами (точками, векторами) якого є функції.

Наявність у функціональному просторі ГС числа $\|R_{У.В}^0/q^{1/3} - x\|$, яке має властивості звичайної відстані

$$||R_{У.В}{}^0/q^{1/3} - 0|| = ||R_{У.В}{}^0/q^{1/3}|| \geq 0,\ м/т^{1/3}; \quad (5.10)$$

$$||R_{У.В}{}^0/q^{1/3}|| = 0 \rightarrow \varphi(x) = f(x) \equiv 0,\ м/т^{1/3}; \quad (5.11)$$

$$||a\ R_{У.В}{}^0/q^{1/3}|| = |a|\cdot||R_{У.В}{}^0/q^{1/3}||,\ м/т^{1/3}; \quad (5.12)$$

$$||R_{У.В}{}^0/q^{1/3} + x|| \leq ||R_{У.В}{}^0/q^{1/3}|| + ||x||,\ м/т^{1/3} \quad (5.13)$$

дає можливість звичайним методом визначити межі елементів зазначеного простору – ε – межею елементу $(R_{У.В}{}^0/q^{1/3})$ є множина елементів $(R_{У.В}/q^{1/3})$ цього простору, таких що

$$||R_{У.В}/q^{1/3} - R_{У.В}{}^0/q^{1/3}|| < \varepsilon,\ м/т^{1/3}. \quad (5.14)$$

Якщо ГС – функціональний простір із введеною на множині його елементів відстанню $(R_{У.В}{}^0/q^{1/3})$, а також якщо задані правила φ та f, відповідно до яких кожному елементу $(R_{У.В}{}^0/q^{1/3})$ деякої підмножини $(R_{У.В}{}^0/q^{1/3})$ $\underline{C}$ ГС поставлене у відповідність число, то:

$$(\varphi + f) : R_{У.В}{}^0/q^{1/3} \rightarrow X,\ м/т^{1/3}. \quad (5.15)$$

У випадку використання МПЕ, параметр $(R_{У.В}{}^0/q^{1/3})$ (невідомої функції відгуку) можна представити поліномами:

- функціональної залежності φ

$$(R_{У.В}{}^0/q^{1/3}) = \beta_0 + \beta_1\Delta p_ф + \beta_{11}\Delta p_ф{}^2 + \beta_{12}\Delta p_ф\sigma + \beta_{14}\Delta p_ф u + \\ + \beta_{15}\Delta p_ф D_x + \beta_{16}\Delta p_ф П_п + \beta_2\sigma + \beta_{22}\sigma^2 + \beta_{24}\sigma u + \beta_{25}\sigma D_x + \\ + \beta_{26}\sigma П_п + \beta_4 u + \beta_{44}u^2 + \beta_{45}u D_x + \beta_{46}u П_п + \beta_5 D_x + \beta_{55}D_x{}^2 + \\ + \beta_{56}D_x П_п + \beta_6 П_п + \beta_{66}П_п{}^2,\ м/т^{1/3}, \quad (5.16)$$

де $(R_{У.В}{}^0/q^{1/3})$ – параметр оптимізації, тобто вихідний параметр системи;

$\Delta p_ф$, σ, u, D_x, $П_п$ – незалежні змінні цієї ж системи;

$\beta_0, \beta_1, \beta_{11}, \beta_{12}, \beta_2, \beta_{22}...$ – теоретичні коефіцієнти;

- регресії функціональної залежності f

$$R_{У.В}{}^0/q^{1/3} = \beta_0 + \beta_7 I_д + \beta_{77}I_д{}^2 + \beta_{78}I_д P + \beta_{79}I_д I_д + \beta_{710}I_д N_e + \\ + \beta_{711}I_д E(t) + \beta_8 P + \beta_{88}P^2 + \beta_{89}P I_д + \beta_{810}P N_e + \beta_{811}P E(t) + \beta_9 I_д + \\ \beta_{99}I_д{}^2 + \beta_{910}I_д N_e + \beta_{911}I_д E(t) + \beta_{10}N_e + \beta_{1010}N_e{}^2 + \beta_{1011}N_e E(t) + \\ + \beta_{11}E(t) + \beta_{1111}E(t)^2,\ м/т^{1/3} \quad (5.17)$$

де $I_д$, P, $I_д$, N_e, $E(t)$ – незалежні змінні цієї ж системи;

$\beta_0, \beta_7, \beta_{77}, \beta_{78}, \beta_8, \beta_{88}...$ – теоретичні коефіцієнти регресії, і

будемо стверджувати, що задано функціонал, область визначення якого є множина $(R_{У.В}^0/q^{1/3})\ \underline{C}$ ГС.

Функціонал $(R_{У.В}^0/q^{1/3})$ можна вважати лінійним, якщо він визначений на всій множині ГС, безперервний в кожній точці, а також має ознаку адитивності, тобто для довільних чинників x виконується рівність:

$$R_{У.В}^0/q^{1/3} = L\ (x_1 + x_2 + x_4 + x_5 + x_6 + x_7 + x_8 + x_9 + x_{10} + x_{11}) = \varphi(x_{1,2}, x_4, x_5, x_6) + f(x_7, x_8, x_9, x_{10}, x_{11}),\ \text{м/т}^{1/3}, \qquad (5.18)$$

якщо Ω – обмежена область ГС в R^n з кусочно-гладкою межею $\partial\Omega$.

Координати об'єктів в R^n будемо позначати літерою x, розуміючи під цим символом вектор-стовпчик з компонентами x_i, $i = 1, 2, \ldots, 11$. Для градієнта функції $\varphi(x)$ або $f(x)$ – вектор-стовпчика її частинних похідних $\partial\varphi(x)/\partial x_i$, φ_{xi} – приймається позначення $grad\ \varphi(x)$.

Для будь-яких гладких $\varphi(x)$ або $f(x)$, які перетворюються в нуль на межі області маємо те, що в точці екстремуму $R_{У.В}^0/q^{1/3}$ виконується співвідношення, яке називається рівнянням Ейлера-Остроградського

$$L_{\varphi,f}(x, \varphi, f\ grad_{\varphi,f}) - \sum_{i=1}^{n} \partial L_{\varphi,fxi}/\partial x_i = 0,\ \text{м/т}^{1/3}. \qquad (5.19)$$

Крайова задача для цього рівняння з межовою умовою

$$\varphi(x)|_{x\in\partial\Omega} = f(x)|_{x\in\partial\Omega} = \psi(\omega),\ \text{м/т}^{1/3} \qquad (5.20)$$

є необхідною умовою екстремуму в даній задачі [12].

На першій стадії дослідження отримуємо рівняння регресії першого ступеню або неповні квадратичні рівняння. Розв'язання більшості оптимізаційних задач пов'язане, звичайно, з використанням поліномів другого порядку. Поліноміальні залежності третього порядку на практиці вирішення технологічних задач практично не застосовуються.

В результаті експериментів визначаються коефіцієнти

регресії $b_0, b_1, b_{11}, b_{12}, b_2, b_{22}$ ..., які є оцінками теоретичних коефіцієнтів. Після цього рівняння (5.16, 5.17) приймають вигляд:

- функціональної залежності φ

$$R^{\wedge}_{у.в}{}^{0}/q^{1/3} = b_0 + b_1\Delta p_ф + b_{11}\Delta p_ф^2 + b_{12}\Delta p_ф\sigma + b_{14}\Delta p_ф u + b_{15}\Delta p_ф D_x + b_{16}\Delta p_ф П_n + b_2\sigma + b_{22}\sigma^2 + b_{24}\sigma u + b_{25}\sigma D_x + b_{26}\sigma П_n + b_4 u + b_{44}u^2 + b_{45}uD_x + b_{46}uП_n + b_5 D_x + b_{55}D_x^2 + b_{56}D_x П_n + b_6 П_n + b_{66}П_n^2,\ м/т^{1/3}, \quad (5.21)$$

де $R^{\wedge}_{у.в}{}^{0}/q^{1/3}$ – розрахункове значення параметра оптимізації;

$\Delta p_ф, \sigma, u, D_x, П_n$ – незалежні змінні системи;

$b_0, b_1, b_{11}, b_{12}, b_2, b_{22}$... – розрахункові коефіцієнти регресії;

- функціональної залежності f

$$R^{\wedge}_{у.в}{}^{0}/q^{1/3} = b_0 + b_7 I_д + b_{77}I_д^2 + b_{78}I_д P + b_{79}I_д I_д + b_{710}I_д N_e + b_{711}I_д E(t) + b_8 P + b_{88}P^2 + b_{89}PI_д + b_{810}PN_e + b_{811}PE(t) + b_9 I_д + b_{99}I_д^2 + b_{910}I_д N_e + b_{911}I_д E(t) + b_{10}N_e + b_{1010}N_e^2 + b_{1011}N_e E(t) + b_{11}E(t) + b_{1111}E(t)^2,\ м/т^{1/3} \quad (5.22)$$

де $R^{\wedge}_{у.в}{}^{0}/q^{1/3}$ – розрахункове значення параметра оптимізації;

$I_д, P, I_д, N_e, E(t)$ – незалежні змінні системи;

$b_0, b_7, b_{77}, b_{78}, b_8, b_{88}$... – розрахункові коефіцієнти регресії.

Дослідні розрахунки виконувалися за основними критеріями оптимізації вихідного параметру $(R^{\wedge}_{у.в}{}^{0}/q^{1/3})$ підсистеми АЕЗ ЦЗ в системі ЕМІ, визначеними залежно від потужності та висоти вибуху, розміру і стійкості об'єкту до дії уражальних чинників, його розташування на місцевості.

У кожній точці плану розрахунок незалежних змінних в системі ЕМІ по кожному i-му виду уражального чинника, виконувався, оперуючи емпіричними даними [16].

З урахуванням значимості коефіцієнтів математична модель ГС в системі ЕМІ (у кодованому виразі змінних) буде мати вигляд

$$R^{\wedge}_{у.в}{}^{0}/q^{1/3} = 15.95 + 5.5(1/x_1) + x_7 + lnx_{10} - x_7 lnx_{10} -$$

$- (1/x_8)\ln x_{10}$, м/т$^{1/3}$. (5.23)

На другому етапі перевіряється гіпотеза про адекватність поліноміальної моделі з усіма значимими коефіцієнтами регресії. При цьому використовується мінімізуюча сума квадратів, яка називається в регресивному аналізі залишковою. Для перевірки адекватності формулюється нульгіпотеза, і якщо вона за критерієм Фішера ***(F)*** буде визнана правдоподібною, то модель описує процес адекватно експерименту. З інженерної точки зору це означає, що модель передбачає результати $(R^{y.B0}/q^{1/3})$ в середньому з похибкою, більшою в $\sqrt{F}$ разів, ніж експериментальна. Оскільки $F_p<F_m$, отримане рівняння регресії є адекватним і його можна використовувати для побудови номограм.

На основі отриманих даних будується номограма, за якою можна розрахувати значення $(R^{y.B0}/q^{1/3})$ при визначених значеннях x_1, x_7, x_8, x_{10} і варійованих чинників (див. рис. 5.2).

У прямокутній Декартовій системі координат ***0xyz*** поверхня відгуку двофакторної квадратичної (повної) моделі ГС в системі ЕМІ, залежно від значення коефіцієнтів b_i, b_{ii}, b_{ij}, схематично зображається у вигляді гіперболічного параболоїду.

Результати експертної оцінки працездатності системи ЕМІ, проведеної при аналізованій довірчій імовірності виходу з ладу її об'єктів – 95 % (показник α*-імовірності відмови – 0,05) і кількості ступенів свободи, визначених умовами експерименту, свідчать про неможливість забезпечення експлуатаційної надійності несучих будівельних конструкцій і системи в цілóму в межах зони, радіус якої удвічі перевищує нормативне значення віддаленості меж зон можливих руйнувань від меж проектної забудови категорованих міст.*

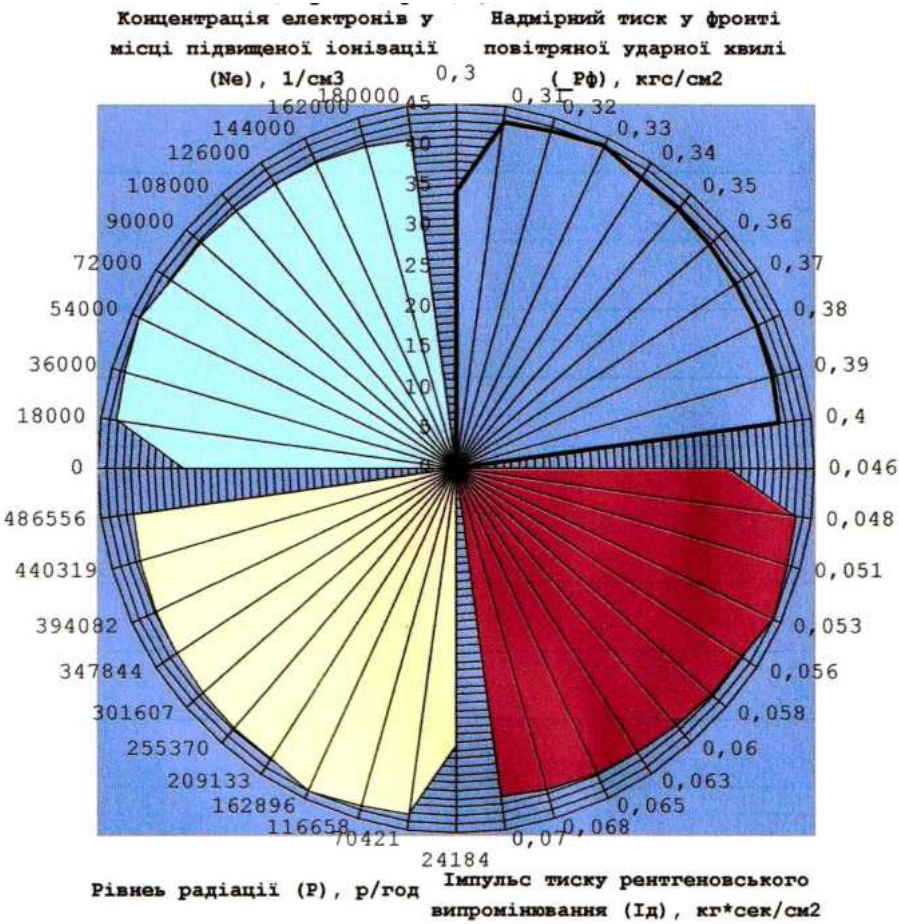


Рис. 5.2. Номограма для визначення величини приведеного радіусу зони виходу з ладу об'єкту за повітряною ударною хвилею $(R^{\wedge}_{y.B}{}^{0}/q^{1/3})$ в системі МЕМ

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ ДО РОЗДІЛУ 5



1. URL: http://www.odnako.org. (дата звернення: 10.09.2024).
2. URL: https://www.novorosinform.org/economy. (дата звернення: 10.09.2024).
3. Панченко Ю. Промисловість військового часу. URL: http: //www.eurointegration.com.ua/articles/2014/08/19/7025136/. (дата звернення: 10.09.2024).
4. Кулицький С. Втрати економічного потенціалу Донбасу: оцінки та шляхи відновлення. *Україна: події, факти, коментарі*. 2015. № 22. С. 39–60. URL: http://nbuviap. gov. ua/images/ukraine/2015/ukr22.pdf. (дата звернення: 10.09.2024).
5. Собкевич О. В., Шевченко А. В., Михайличенко К. М. Щодо сучасного становища та заходів відбудови економік Донецької та Луганської областей. URL: http://www. niss.gov.ua/ articles/1639/(дата звернення: 10.09.2024).
6. Самаєва Ю., Івченко Р. Промисловість Донбасу: воєнні втрати. URL: http://gazeta. dt.ua / promyshliennost / promi-slovist-donbasu-voyenni-vtrati-.html. (дата звернення: 10.09.2024).
7. ВНД 33-1.1-14-2001. Інструкція щодо запобігання й реагування на надзвичайні ситуації техногенного та природного характеру на водогосподарських системах, захисних спорудах, водосховищах.
8. Захист населення і територій від надзвичайних ситуацій. Т. 1. *Техногенна та природна небезпека* / за заг. ред. В. В. Могильниченка. К. : КІМ, 2007. 636 с.
9. Захист населення і територій від надзвичайних ситуацій. Т. 3. *Інженерно-технічні заходи цивільного захисту (ци-вільної оборони) та містобудування* / за заг. ред. В. В. Могильниченка. К. : КІМ, 2008. 152 с.
10. Захист населення і територій від надзвичайних ситуацій.

Т. 6. *Захисні споруди цивільного захисту (цивільної оборони)* / за заг. ред. В. В. Могильниченка. К. : КІМ, 2010. 560 с.
11. Депутат О. П., Коваленко І. В., Мужик І. С. Цивільна оборона. Львів : Афіша, 2001. 215 с.
12. Цівілев М. П. Інженерно-рятувальні та першочергові аварійно-відновлювальні роботи в зоні ядерного ураження. М. : Воениздат, 1975. 224 с.
13. ДБН А.2.3-1-99. Територіальна діяльність в будівництві. Основні положення. Зі змінами 1÷5. Держбуд України. 2002.
14. Собуцький В. О., Бура В. С. Методика математичного моделювання геотехнічної ситуації в системі елементів міської інфраструктури. *Будівельні конструкції* : міжвідомчий науково-технічний збірник. Держ. Київ : НДІБК, 2013. Вип. 79.
15. Зоны геологоэкологического риска тектонической природы и безопасность жизнедеятельности / В. И. Алехин, О. Н. Санина, Н. А. Сахарова, О. А. Ковалева. *Наукові праці ДНТУніверситету. Сер. Гірничогеологічна*. 2007. № 6. С. 149–152 с.
16. Боевые свойства ядерного оружия. М. : Воениздат, 1967. 624 с.
17. Эйнштейн А. Собрание научных трудов : в 4 т. / под ред. И. Е. Тамма, Я. А. Смородинского. М. : Наука, 1965. Т. 4. 599 с.
18. Вся высшая математика : учебник / М. Л. Краснов, А. И. Киселёв, Г. И. Макаренко, Е. В. Шикин, В. И. Заляпин, С. К. Соболев. М. : Эдиториал УРСС, 2003. Т. 6. 256 с.
19. Дворкін Л. Й., Дворкін О. Л., Житковський В. В. Розв'язування будівельно-технологічних задач методами математичного планування експерименту : навч. посіб. Рівне : НУВГП, 2011. 174 с.

ПІСЛЯМОВА

В представленій Вашій увазі монографії:

Розділ 1. Інженерно-геологічні умови і деформації ґрунтових основ міських територій

1.1. Проведено аналіз інженерно-геологічних умов міських територій України ***з точки зору експлуатаційної та геотехнічної надійності міських будівель.***

1.2. На основі проведеного аналізу ***розроблена класифікація видів деформацій земної поверхні міських територій залежно від видів інженерно-геологічних умов та характеру і причин їх деформацій.***

Розділ 2. Оцінка геотехнічної надійності ґрунтових основ міських будівель

2.1. Представлена методика оцінки геотехнічної надійності основних типів грунтових основ міських будівель на конкретних прикладах.

2.2. ***Оцінка геотехнічної надійності підробленої ґрунтової основи, в т.ч.:***

- Теоретичні обгрунтування закономірності довготривалих осідань земної поверхні підробленої території , а також закономірності пошкоджень житлової забудови внаслідок впливу довготривалих осідань підроблених територій Львівсько-Волинського вугільного басейну.

- Розроблена методика для уточненого визначення геотехнічної надійності підробленої грунтової основи і ступеню пошкодження конструкцій будівель без конструктивних заходів захисту залежно від показника сумарних деформацій Δl на підроблюваних територіях Львівсько-Волинського вугільного басейну.

2.3. ***Оцінка геотехнічної надійності*** *підтопленої, просадкової, заторфованої грунтових основ.*

2.4. На основі проведених оцінок і теоретичного обґрунтування можливості поєднання різнорідних геологічних умов за критерієм однакового протікання деформаційних процесів у ґрунтах і впливу на міські будівлі розроблена ***класифікація ґрунтових основ міських будівель за ступенем їх геотехнічної надійності в інтерпретації автора.***

Розділ 3. Допустимі і граничні деформації міських будівель у різних ґрунтових умовах

3.1. На основі узагальнення багаторічного досвіду експлуатації великої кількості міських об'єктів та проведеного статистичного і фізичного аналізу взаємозв'язку деформацій земної поверхні і досліджуваних об'єктів ***наведені уточнені значення допустимих і граничних деформацій міських будівель.***

3.2. ***Виділені і проаналізовані чотири типи ґрунтових умов міських територій.***

3.3. ***Проаналізовані та систематизовані типи пошкоджень конструкцій міських будівель, викликані нерівномірними деформаціями основ*** у звичайних і складних ґрунтових умовах.

3.4. Представлені, візуалізовані і ***класифіковані пошкодження каркасних і безкаркасних міських будівель, викликані нерівномірними деформаціями основ,*** в тому числі: пошкодження при неправильному влаштуванні фундаментно-підвальної частини будівлі, при зведенні нової будівлі біля існуючої, при зведенні будівель в декілька черг; при зведенні нової будівлі на місці знесеної; мало- і багатоповерхової будівлі при прогині основи; мало- та багатоповерхової будівлі при вигині основи; при влаштуванні котлованів біля існуючих будівель, при зміні РГВ або вібраційному навантаженні на основу: при надбудові додаткових поверхів; деформації при перенавантаженні підлоги будівлі сипким матеріалом,

при влаштуванні фундаментів під важке обладнання, будівлі при уступі ґрунтової основи, крупнопанельного будинку при горизонтальному розтягуванні ґрунтової основи; деформації у вигляді зустрічного нахилу суміжних високих будівель, скручування при аварійному замочуванні ґрунтової основи, перекосу частини будівлі при наявності зони ослабленого ґрунту в торцевій частині будівлі.

3.5. ***В доповнення до граничних і допустимих деформацій міських будівель запропоновано вводити третю категорію деформацій – руйнуючі деформації, при яких відбувається повне руйнування несучих конструкцій чи будівель в цілóму.***

Розділ 4. Оцінка експлуатаційної надійності міських будівель

4.1. ***Зформульоване визначення надійності в загальному розумінні і зокрема надійності міських будівель*** з огляду на те, що надійність має природу випадкових величин, які кількісно характеризують працездатність об'єкту, в інтерпретації автора.

4.2. В табличній формі представлена класифікація технічного стану конструкцій за результатами попереднього обстеження об'єкту. При цьому, з огляду на те, що термін «аварія» і пов'язані з ним поняття «аварійний» та «передаварійний стан» не мають на сьогодні твердих загальноприйнятих тлумачень, запропоновані їх тверді формулювання.

4.3. Запропоновано, в процесі проектування та експлуатації міських будівель проводити аналіз інженерно-геологічної та гідрологічної ситуацій ділянок забудови за розробленими таблицями класифікації ступенів експлуатаційної надійності ґрунтових основ.

4.4. Удосконалена та уніфікована, розроблена автором у 2013 році (*див. монографію ISBN 978-966-327-219-1*), методика обстеження і визначення технічного стану конструкцій міських будівель за ступенем їх дефектів і пошкоджень та від матеріалу, з якого вони виготовлені (дерево, бетон, залізобетон, метал і таке інше).

4.5. Удосконалені та уніфіковані методики обстеження фундаментів та фундаментно-підвальних частин, металевих, залізобетонних, кам'яних конструкцій, покрівель міських будівель та визначення їх технічного стану за таблицями класифікації пошкоджень і дефектів.

4.6. Розроблені та наведені таблиці для попередньої загальної оцінки експлуатаційної надійності досліджуваних каркасних і безкаркасних міських будівель.

4.6. Розроблена методика і наведені формули для точної аналітичної оцінки загальної експлуатаційної надійності каркасних і безкаркасних міських будівель за ступенем технічного стану їх основних конструктивних елементів шляхом визначення показника експлуатаційної надійності об'єкту $\boldsymbol{K_{ен}}$.

4.7. Чинні нормативні документи в галузі експлуатаційної надійності будівель і споруд передбачають (для проектування, експертизи проектів, здійснення архітектурно-будівельного контролю) визначення категорії складності об'єкту будівництва або реконструкції за складністю архітектурно-будівельного рішення. Автор, окрім зазначеного, розробив і пропонує до впровадження методику визначення геотехнічної категорії складності об'єкту будівництва чи реконструкції, виходячи з поєднання ступеню експлуатаційної надійності ґрунтової основи, ступеню експлуатаційної надійності досліджуваної будівлі та категорії ризику для навколишньої за-

будови при будівництві (реконструкції) досліджуваного об'єкту.

Розділ 5. Інженерно-технічні заходи забезпечення цивільного захисту на деокупованих територіях

5.1. Представлена методика експертної оцінки витрат при відновленні інфраструктури деокупованих територій.

5.2. Розроблена концепція науково-практичного забезпечення цивільного захисту деокупованих територій.

5.3. Розроблена методика математичного моделювання геотехнічної ситуації в системі аналітично-експертного забезпечення цивільного захисту.

В додатку наведені фото з прикладами характерних пошкоджень і дефектів будівельних конструкцій та конструктивних елементів міських будівель.

Викладені положення стосовно експлуатаційної надійності складних конструктивних систем, якими є міські будівлі, можуть бути предметом обговорення і удосконалення, так як вимагають додаткових досліджень. Автор буде вдячний за доповнення, зауваження і корективи, внесені читачами.

Автор надіється, що проблеми, розглянуті та проаналізовані в монографії, розроблена і запропонована для впровадження удосконалена методологія обстеження та визначення експлуатаційної надійності міських будівель, зацікавлять наукових та інженерно-технічних працівників науково-дослідних, проєктно-вишукувальних організацій, які займаються проблемами експлуатаційної надійності та геостійкості міських будівель, а також аспірантів та студентів будівельних спеціальностей.

ДОДАТКИ
Приклади характерних пошкоджень і дефектів будівельних конструкцій

Додаток А

А1. Фундаменти і фундаментно-підвальні частини міських будівель



Карстова порожнина під підлогою фундаментно-підвальної частини (ФПЧ), утворена внаслідок механічної суфозії (м. Львів, універмаг на пл. Ринок)



Руйнування цегляної кладки цоколя внаслідок циклічного впливу «замокання капілярною вологою-замерзання-відтаювання» (м. Острог Рівненської обл., житловий будинок)



Руйнування асфальтобетонної відмостки внаслідок просідання ґрунтової основи вимощення (м. Львів, вбудовано-прибудований торговельний заклад)



Руйнування облицювання цоколя внаслідок замокання поверхневими водами (м. Рівне, промислова будівля)



Наявність води у фундаментно-підвальній частині будівлі внаслідок відсутності вертикальної гідроізоляції стін та горизонтальної гідроізоляції підлоги (м. Рівне, будинок побуту)



Наявність води у фундаментно-підвальній частині будівлі внаслідок відсутності вертикальної гідроізоляції стін та відсутності підлоги (м. Рівне, житловий будинок)



Виключення з роботи дерев'яної палі внаслідок «від'ємного» тертя ґрунту по її боковій поверхні
(м. Рівне, дерев'яний будинок старої забудови)





Руйнування асфальтобетонної відмостки внаслідок консолідації ґрунту зворотної засипки котловану
(м. Дубно Рівненського району, будівля кінотеатру)

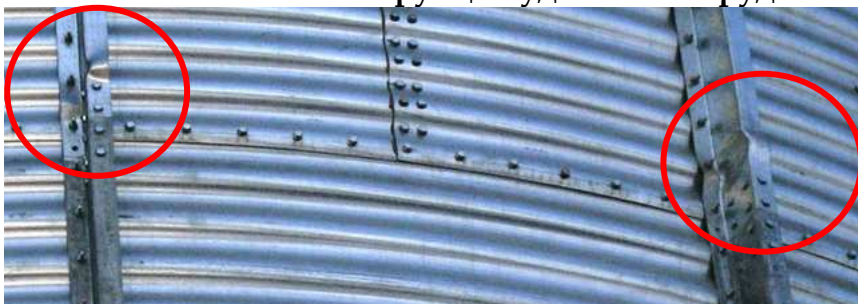


Ураження стін ФПЧ грибком внаслідок просочування інфільтраційної вологи. (Матеріали будівельної компанії «КМП», м. Львів)



Ураження стін ФПЧ цвіллю внаслідок просочування інфільтраційної вологи. (Матеріали будівельної компанії «КМП», м. Львів)

А2. Металеві конструкції будівель і споруд



Аварія внаслідок місцевої втрати стійкості вертикальних ребер жорсткості (м. Дубно Рівненської обл., зернові елеватори)



Початок аварії



Кінець аварії



Суцільна поверхнева корозія металевого несучого елементу внаслідок руйнування захисного шару (м. Рівне, завод міндобрив)



Корозія елементів армування ригеля перекриття внаслідок підвищеної вологості повітря приміщень (м. Львів, універмаг на пл. Ринок)



Аварія покриття КПП «Ужгород» внаслідок недостатньої просторової жорсткості металевих несучих конструкцій (м. Ужгород)



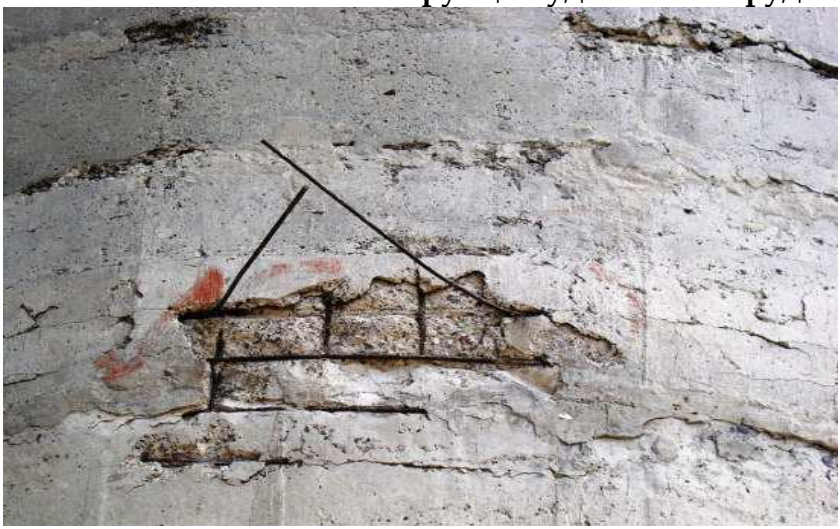


Корозія металевих елементів підсилення перекриття внаслідок відсутності антикорозійного покриття
(м. Рівне, завод мінеральних добрив)



Аварія металевих несучих конструкцій торгово-розважального комплексу внаслідок стихійних сил природи
(матеріали WWW. ndpi.kiev.ua)

А.3. Залізобетонні конструкції будівель і споруд



Оголення, корозія і руйнування робочої арматури внаслідок відсутності захисного шару бетону (м. Збараж Тернопільської обл., силоси для сипучих матеріалів)





Оголення робочої арматури внаслідок технологічного браку (фото зверху); шелушіння (вивітрювання) бетону внаслідок циклічного впливу замокання-замерзання-відтаювання (фото внизу)
(смт Квасилів Рівненського району, промислова димова труба)





Руйнування опорної частини збірної залізобетонної плити перекриття внаслідок заводського браку
(м. Острог Рівненської обл., житловий будинок)



Аварійний стан збірного залізобетонного каркасу внаслідок недостатньої глибини обпирання балки покриття
(сільськогосподарська будівля, с. Радів Рівненського району)



Руйнування захисного шару бетону, оголення і корозія робочої арматури монолітного перекриття внаслідок систематичного просочування вологою (м. Львів, універмаг на пл. Ринок)





Оголення робочої арматури монолітного залізобетонного перекриття внаслідок технологічного браку
(м. Львів, торговельний заклад)



Руйнування монолітного залізобетонного перекриття внаслідок використання бетону низької марки
(м. Рівне, будівля підприємства громадського харчування)



Аварія монолітного залізобетонного перекриття внаслідок механічних пошкоджень (м. Кам'янець-Подільський, житловий будинок)



Випинання захисного шару бетону збірної залізобетонної плити внаслідок корозії робочої арматури (м. Львів, промислова будівля)



Руйнування захисного шару бетону, корозія арматури внаслідок впливу «кислотних дощів» (фото зверху); оголення робочої арматури внаслідок механічного руйнування захисного шару бетону (м. Рівне, завод мінеральних добрив)





Руйнування монолітного бутобетонного (фото зверху) і збірного бетонного (фото внизу) бокових устоїв ГЕС внаслідок використання бетону низької марки (м. Баранівка Житомирської обл., гідротехнічна споруда малої ГЕС)





Розвиток осадочних тріщин в несучих конструкціях внаслідок неправильного влаштування вертикального деформаційного шва (м. Славута Хмельницької обл., промислова будівля)



А.4. Кам’яні конструкції міських будівель



Вивітрювання цегляної кладки зовнішньої стіни внаслідок циклічного впливу «замокання-заморожування-відтаювання» (с. Нижнє Солотвино Ужгородського району, поліклінічний корпус санаторію)



Руйнування цегляної кладки несучої стіни внаслідок тривалого замокання атмосферною вологою (м. Острог Рівненської обл., недобудований житловий будинок)



Руйнування кладки під опорною частиною плити покриття внаслідок перенавантаження простінка (м. Нетішин Хмельницької обл., будівля загальноосвітньої школи)



Вертикальна наскрізна тріщина в зоні примикання зовнішньої і внутрішньої стін внаслідок відсутності перев'язки кладки і різниці навантажень на стіни (м. Новоград-Волинський Житомирської обл., житловий будинок)



Силова похила тріщина у зовнішній стіні внаслідок відсутності вертикального деформаційного шва між фундаментами існуючого будинку і прибудови (м. Рівне, індивідуальний житловий будинок)



Наскрізні осадочні тріщини в зовнішній стіні внаслідок прогину фундаменту (м. Рівне, обласна лікарня)



Вертикальна силова тріщина у зовнішній стіні внаслідок нерівномірних навантажень на суміжні ділянки (м. Рівне, виробничий корпус)



Силові похилі тріщини у зовнішніх несучих стінах внаслідок нерівномірних деформацій ґрунтової основи (м. Київ, адміністративна будівля)





Тріщини між несучими елементами залізобетонного каркасу внаслідок неефективної роботи металевих вертикальних діафрагм жорсткості (м. Рівне, будівля обласного архіву)



Вертикальна силова наскрізна тріщина в несучій стіні будинку внаслідок відсутності вертикального деформаційного шва між блок-секціями (м. Сарни Рівненської області, житловий будинок)



Наскрізні тріщини у зовнішніх стінах внаслідок просідання ґрунтової основи (зверху) та внаслідок розпірної дії перемичок (внизу) (с. Рачин Дубнівського р-ну Рівненської області, оздоровчий комплекс)





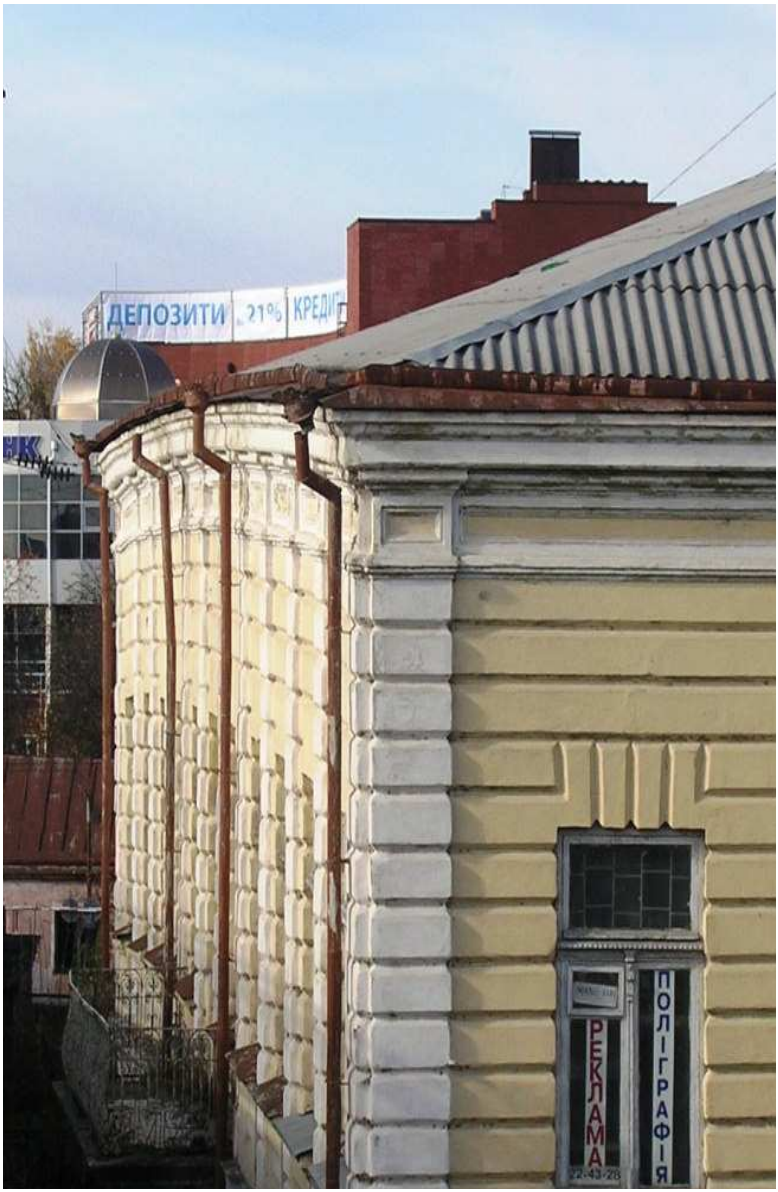
Горизонтальна осадочна тріщина в перегородці внаслідок відсутності фундаменту і осідання ґрунтової основи (Київська обл., новобудова)



Силові наскрізні тріщини в несучій стіні внаслідок добудови без вертикального деформаційного шва (Рівненська обл., загальноосвітня школа)



Силові наскрізні тріщини в несучій стіні внаслідок донавантаження фундаменту сусідньою добудовою (м. Антоні, Франція, житловий будинок)



Поздовжній вигин будівлі з малою просторовою жорсткістю на нерівномірно деформованій ґрунтовій основі (адміністративна будівля, м. Рівне)



Силові наскрізні осадочні тріщини в самонесучій стіні внаслідок нерівномірності навантажень і недостатній перев'язці кладки (м. Антоні, Франція, житловий будинок)



Силова наскрізна тріщина в несучій стіні внаслідок нерівномірного осідання фундаменту (м. Антоні, Франція, житловий будинок)

А.5. Дерев’яні конструкції будівель



Руйнування зовнішньої стіни внаслідок ураження деревини гнилизною (м. Острог Рівненської обл., будівля школи-інтернату)



Дефект кутової частини стіни у вигляді тріщин у врубці (с. Світязь Волинської області, будинок відпочинку)



Дефекти брусів несучих стін у вигляді поздовжніх тріщин,
викликаних усушкою матеріалу
(с. Світязь Волинської області, будинок відпочинку)



Викривлення несучої стіни з брусів внаслідок втрати стійкості
(с. Світязь Волинської області, будинок відпочинку)



Технологічні дефекти влаштування опорних вузлів дерев'яних конструкцій (с. Світязь Волинської області, будинок відпочинку)



А.6. Дахи і покрівлі міських будівель



Руйнування шиферної покрівлі внаслідок фізичного зношування та механічних пошкоджень (м. Новоград-Волинський Житомирської обл., індивідуальний житловий будинок)



Руйнування карнизної частини даху внаслідок використання цегли низької марки (м. Житомир, виробнича будівля)



Тріщини зсуву в кладці парапету від нагрівання покриття
(м. Рівне, гуртожиток)





Замокання, ураження цвіллю плит покриття і зовнішніх стін внаслідок масового протікання руберойдової покрівлі (м. Рівне, котельня)





Суцільна іржа на нижній поверхні покрівельної бляхи внаслідок систематичного утворення водяного конденсату
(м. Рівне, житловий будинок)



Пошкодження гнилизною дерев'яного горищного перекриття внаслідок систематичного замочування водою з покрівлі і даху
(Рівненський р-н, індивідуальний житловий будинок)



Пошкодження рулонної покрівлі внаслідок здуття і тріщин
(м. Рівне, будівля торговельного закладу)



Протікання рулонної покрівлі внаслідок технологічного
дефекту водоприймальної лійки
(м. Дубно Рівненської обл., будівля кінотеатру)



Технологічні дефекти при влаштуванні шиферної покрівлі:
зверху – примикання дерев'яних карнизів у різних рівнях;
внизу – відсутність конька в центральній частині покрівлі (м. Здолбунів Рівненського р-ну, будівля загальноосвітньої школи)



Наукове видання

Собуцький Віталій Олександрович

Деформації ґрунтових основ і деформаційні пошкодження міських будівель

Монографія

Друкується в авторській редакції

Технічний редактор *Галина Сімчук*

Видавець і виготовлювач
Національний університет
водного господарства та природокористування
вул. Соборна, 11, м. Рівне, 33028.

Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи до державного реєстру видавців, виготівників і розповсюджувачів видавничої продукції РВ № 31 від 26.04.2005 р.