A stylized globe in shades of blue and white, with several glowing location pin icons connected to the globe by thin lines. The background is a dark blue gradient.

Дем'яненко Р. А., Анненков А. О.,
Медведський Ю. В., Ніколайко С.М.

**СУЧАСНІ МЕТОДИ
ГЕОДЕЗИЧНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ
БУДІВНИЦТВА ТА МОНІТОРИНГУ
ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ
ТА ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД**

монографія



Київський національний університет будівництва та архітектури

**СУЧАСНІ МЕТОДИ ГЕОДЕЗИЧНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ
БУДІВНИЦТВА І МОНІТОРИНГУ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ ТА
ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД**

монографія

**Київ
2025**

УДК 528.44:624.042:621.397.132

*Рекомендовано до друку Вченою радою
Київського національного університету будівництва і архітектури
(протокол №34 27.06.2025)*

Дем'яненко Р.А., Аннеков А.О., Медведський Ю.В., Ніколайко Д.М.

Сучасні методи геодезичного забезпечення будівництва і моніторингу висотних будівель та інженерних споруд

Рецензенти:

Четверіков Борис Володимирович – доктор технічних наук, заступник голови Правління ЗГТ, доцент Інституту геодезії НУ «Львівська політехніка»,

Савчин Ігор Романович – кандидат технічних наук, доцент кафедри вищої геодезії і астрономії, директор Інституту геодезії Національного університету «Львівська політехніка».

ISBN: 978-617-7047-57-4

У дослідженні охоплено ключові аспекти геодезичного забезпечення при зведенні та експлуатації висотних і складних інженерних споруд. Розглянуто сучасні методи геодезичного супроводу, особливості технологій монтажу ліфтових систем, застосування ГНСС-технологій у задачах моніторингу, а також наявні проблеми та технічні виклики у сфері геодезичного контролю. Описано технічні можливості супутникових вимірювань, труднощі точності при роботі з ліфтовими комплексами та перспективи розвитку цифрових технологій у моніторингових процесах.

Наведено математичні моделі та прикладні методики розрахунку точності координатних визначень, побудови геодезичних мереж, а також передачі координат і відміток на монтажні горизонти. Детально описано технології геодезичного забезпечення геометричних параметрів шахт і ліфтового обладнання з використанням тахеометрії, лазерного сканування й автоматизованих спостережень, включаючи методи оптимізації їх розміщення в експлуатаційних умовах. Розкрито процедури побудови й дослідження стабільності ГНСС-мереж, супутникових спостережень, попереднього розрахунку точності та інтервалів вимірювань, а також спостереження за кренами конструкцій. Представлено моделі інтегрованої обробки даних із залученням фільтра Калмана, вагових моделей для вертикальних переміщень і штучних нейронних мереж для підвищення точності обчислень у геодезичному моніторингу.

Окрему увагу приділено аналізу технічних допусків на всіх етапах геодезичного контролю, що мають особливе значення в умовах багаторівневого будівництва та функціонування ліфтових систем у динамічному середовищі. Інноваційні рішення, такі як адаптивні системи спостереження, цифрові датчики положення та хмарні сервіси обробки даних, розглядаються як ключовий напрямок розвитку галузі. З урахуванням складності задач, які стоять перед сучасною геодезією у будівництві, дослідження має вагоме значення як для практиків, так і для розробників нових інженерних підходів.

УДК 528.44:624.042:621.397.132

© «КНУБА», 2025

ISBN: 978-617-7047-57-4

© Авторський колектив, 2025

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1. СУЧАСНИЙ СТАН, ТЕХНОЛОГІЧНІ ОСОБЛИВОСТІ ГЕОДЕЗИЧНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ БУДІВНИЦТВА І ЕКСПЛУАТАЦІЇ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ ТА ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД	8
1.1. Сучасні підходи до геодезичного забезпечення висотного будівництва.....	8
1.1.1. Аналіз існуючих методів геодезичного забезпечення будівництва висотних споруд.....	8
1.1.2. Сучасний стан технологій монтажу та експлуатації ліфтових комплексів висотних споруд.....	10
1.1.3. Сучасний стан проблеми моніторингу та особливості застосування ГНСС – технологій в задачах геодезичного моніторингу інженерних споруд.....	14
1.2. Проблеми та виклики геодезичного забезпечення в умовах сучасного будівництва.....	32
1.2.1. Технічні можливості та переваги використання ГНСС – технології у геодезичному забезпеченні будівництва.....	32
1.2.2. Проблеми та перспективні напрямки геодезичного забезпечення ліфтових комплексів.	38
1.2.3. Проблеми та перспективи застосування ГНСС – технологій в задачах геодезичного моніторингу інженерних споруд.....	41
РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ТА ТЕХНОЛОГІЯ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ КООРДИНАТНОЇ ОСНОВИ СУПУТНИКОВИМИ МЕТОДАМИ	43
2.1. Загальні вимоги до точності та якості геодезичного забезпечення будівництва висотних споруд.....	43
2.2. Математична модель визначення координат супутниковими методами.....	48
2.3. Методика зв'язку між системами координат в будівництві.....	53
2.4. Методика виконання робіт при побудові геодезичної основи GNSS методами.....	67
2.5. Методика попереднього розрахунку точності спостережень при передачі координат супутниковими методами на монтажний горизонт.....	73
2.6. Методика попереднього розрахунку точності спостережень при передачі відміток супутниковими методами на монтажний горизонт.....	76
2.7. Технологія виконання розмічувальних робіт на монтажному горизонті GNSS методами.....	78
РОЗДІЛ 3. МЕТОДИКА І ТЕХНОЛОГІЯ ГЕОДЕЗИЧНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ГЕОМЕТРИЧНИХ ПАРАМЕТРІВ ЛІФТОВИХ КОМПЛЕКСІВ	83
3.1. Технологія геодезичного забезпечення будівництва ліфтів, основні вимоги та допуски.....	83
3.2. Методика розрахунку точності геодезичних робіт.....	89
3.2.1. Методика розрахунку точності геодезичних робіт при будівництві ліфтових шахт.....	89
3.2.2. Методика розрахунку точності геодезичних робіт при монтажі та діагностуванні ліфтового устаткування.....	95
3.3. Технології визначення геометричних параметрів ліфтових шахт.....	101
3.3.1. Технологія визначення геометричних параметрів ліфтових шахт з використанням електронних тахеометрів.....	101

3.3.2. Технологія визначення геометричних параметрів ліфтових шахт з використанням наземного лазерного сканування.....	108
3.4. Технології визначення геометричних параметрів ліфтового устаткування.....	110
3.4.1. Технологія визначення геометричних параметрів технологічного устаткування з використанням електронного тахеометра.....	110
3.4.2. Технологія визначення геометричних параметрів технологічного устаткування з використанням автоматизованих систем спостереження.....	115
3.5. Оптимізація розташування ліфтового устаткування в контурі шахти на стадії експлуатації.....	122

РОЗДІЛ 4. ГЕОДЕЗИЧНИЙ МОНІТОРИГ ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД МЕТОДАМИ ГНСС – ТЕХНОЛОГІЙ..... 125

4.1. Методика призначення точності створення геодезичної мережі та попереднього розрахунку точності.....	125
4.2. Методика дослідження стабільності пунктів ГНСС – мереж.....	132
4.3. Технології ГНСС – спостережень при виконанні геодезичного моніторингу інженерних споруд.....	138
4.4. Методики попереднього розрахунку точності та інтервалів спостережень при виконанні геодезичного моніторингу методами ГНСС – спостережень.....	142
4.5. Математична модель попереднього розрахунку точності комбінованих наземних та ГНСС – спостережень при виконанні геодезичного моніторингу інженерних споруд.....	146
4.6. Застосування ГНСС – технологій при спостереженнях за кренами висотних споруд... 149	149

РОЗДІЛ 5. МЕТОДИ ТА МОДЕЛІ ОБРОБЛЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ГНСС – СПОСТЕРЕЖЕНЬ В ЗАДАЧАХ ГЕОДЕЗИЧНОГО МОНІТОРИНГУ..... 155

5.1. Математичне моделювання інтегрованої обробки даних супутникових та інклінометричних спостережень.....	155
5.2. Практичні дослідження методу фільтрації за Калманом для оброблення ГНСС – спостережень.....	157
5.3. Дослідження різних моделей ваг ГНСС – спостережень при моделюванні вертикальних переміщень методом фільтрації за Калманом.....	172
5.4. Дослідження можливостей штучних нейронних мереж для оброблення ГНСС – спостережень.....	180

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ..... 195

ЛІТЕРАТУРА..... 197

ВСТУП

Сучасне будівництво висотних споруд та складних інженерних об'єктів передбачає використання високоточних методів геодезичного забезпечення на всіх етапах життєвого циклу споруд — від проєктування до введення в експлуатацію. Зростаюча складність об'єктів, щільність міської забудови, високі вимоги до безпеки та нормативної відповідності потребують застосування передових технологій моніторингу, вимірювання, аналітики та управління геометричними параметрами. Відтак, геодезичне забезпечення набуває ключового значення не лише як інженерна функція, а й як фундамент аналітичного управління просторовою стабільністю будівель.

Розвиток технологій геодезичного забезпечення у сфері будівництва супроводжується активною інтеграцією супутникових методів спостережень, удосконаленням методик побудови координатної основи та забезпеченням точності передачі координат і висот між рівнями монтажу. Зокрема, GNSS-системи дозволяють здійснювати високоточні вимірювання в умовах обмеженого простору, а комбінування супутникових і класичних методів забезпечує гнучкість і надійність результатів. Значну роль відіграє також моделювання геометричних характеристик ліфтових систем, де точність стає критичним показником безпечності та функціональності.

У практиці геодезичного супроводу висотного будівництва важливою залишається адаптація класичних інструментів вимірювання до специфіки вертикальних споруд, особливо з урахуванням впливу навколишнього середовища, вібрацій, температурних коливань та інших факторів. Технологічний процес монтажу обладнання, зокрема ліфтових комплексів, має супроводжуватись постійним контролем просторового положення вузлів і елементів, що особливо важливо на стадії поетапного збирання. Окрім цього, геодезичні вимірювання повинні відповідати чинним допускам, передбаченим нормативною документацією.

Монтаж складних інженерних систем у висотному будівництві, таких як ліфтові шахти та устаткування, вимагає окремого підходу до контролю їх геометричних параметрів. Зокрема, значення мають точність осевого розміщення, вертикальність та симетричність конструктивних елементів, що впливають на подальше функціонування всієї системи. Відхилення навіть у межах кількох міліметрів можуть викликати деформації, підвищене тертя, зношення або некоректну роботу системи в цілому.

Розрахунок точності геодезичних робіт у подібних умовах потребує складних методичних підходів, заснованих на математичних моделях вимірювань. Зокрема, важливими є попередні розрахунки точності як при побудові шахт, так і на етапі діагностики й технічного контролю ліфтового обладнання. Тут доцільно враховувати не лише похибки приладів, а й системні фактори, що формують накопичені відхилення в процесі тривалого монтажу.

У зв'язку з цим особливого значення набувають методики визначення геометричних параметрів на основі сучасних технологій, таких як електронні тахеометри, лазерне сканування та автоматизовані системи спостереження. Використання таких засобів дозволяє значно підвищити якість знімальної інформації, зменшити час на обробку, а також забезпечити цифрову візуалізацію об'єкта в режимі реального часу. Це відкриває нові можливості не лише для контролю точності, а й для інтеграції геодезичних даних у інформаційні моделі споруд.

Особливу увагу варто приділити оптимізації розташування технологічного обладнання в межах обмеженого простору ліфтових шахт. У процесі експлуатації важливо не тільки забезпечити відповідність встановленого положення проєктним параметрам, але й

постійно відстежувати зміни, пов'язані з осіданнями, температурними впливами або інженерними навантаженнями. Для цього використовуються адаптивні схеми контролю, засновані на багаторазових вимірах і автоматизованому аналізі відхилень.

Складовою сучасного геодезичного забезпечення є системний геомоніторинг, особливо для складних або потенційно нестабільних інженерних конструкцій. Одним з найбільш надійних інструментів для такого контролю виступають GNSS-технології, що дозволяють здійснювати безперервні або періодичні вимірювання переміщень об'єкта в тривимірному просторі. Створення геодезичних мереж, які формують основу такого моніторингу, базується на методиках попередньої оцінки точності та просторової стабільності обраних пунктів.

Методики побудови та перевірки геодезичних мереж із застосуванням GNSS-систем мають на меті не лише забезпечення стабільної просторової опори для подальших спостережень, але й оцінку стабільності самих пунктів, з урахуванням впливу навантажень, температури, вібрацій і локальних деформацій. У цьому контексті значущою є процедура дослідження стабільності, яка передбачає аналіз повторних вимірювань, математичне моделювання зміщень і розрахунок інтервалів спостережень, достатніх для виявлення суттєвих змін у положенні об'єкта.

Під час виконання геодезичного моніторингу інженерних споруд використовуються спеціалізовані технології GNSS-спостережень, які враховують не лише точність координат, а й часову динаміку змін, рівень шуму, погодні умови, якість супутникового сигналу, мультипас і інші фактори. Важливою складовою таких досліджень є попередній розрахунок точності та визначення оптимальних інтервалів між сеансами вимірювань, що дозволяє адаптувати частоту моніторингу до динаміки поведінки конкретної споруди.

Оскільки в практиці контролю висотних споруд дедалі важливішим стає спостереження за кутовими зміщеннями й кренами, окремий інтерес становлять методи, які поєднують супутникові спостереження з традиційними способами вимірювання нахилів. Завдяки GNSS-даним можливо з високою точністю виявляти навіть мінімальні зміщення, що дозволяє своєчасно ідентифікувати потенційно небезпечні тенденції в поведінці конструкції. У поєднанні з аналітичними моделями такі системи створюють підґрунтя для реалізації активного моніторингу технічного стану об'єктів.

Особливу роль у сучасному геодезичному забезпеченні відіграють моделі математичного оброблення отриманих результатів, що базуються на принципах фільтрації, адаптації та прогнозування. Зокрема, метод фільтра Калмана дозволяє не лише згладжувати похибки вимірювань, але й формувати часові ряди, які відображають закономірності просторових змін об'єкта. Цей підхід є особливо ефективним при моделюванні вертикальних переміщень та виявленні повільних тенденцій осідання чи деформації.

У процесі розробки систем моніторингу важливо також враховувати вплив обраної моделі вагових коефіцієнтів на результати обробки. Залежно від точності вхідних спостережень, частоти сигналу, кількості супутників і геометрії супутникового сузір'я, можуть суттєво змінюватися результати оцінки координат. Тому дослідження ефективних підходів до побудови моделей вагових матриць у контексті GNSS-моніторингу є актуальним завданням сучасної прикладної геодезії.

Зі зростанням обсягів даних і складності об'єктів на перший план виходить використання інтелектуальних методів аналізу, зокрема штучних нейронних мереж, які здатні виявляти складні закономірності в масивах вимірювань. Нейронні моделі дозволяють не лише класифікувати стан об'єкта, а й прогнозувати його поведінку на основі історичних

даних. Такі інструменти стають надзвичайно цінними в умовах багатофакторного впливу, коли класичні аналітичні моделі не можуть забезпечити достатньої точності чи гнучкості.

Застосування математичного моделювання й алгоритмів машинного навчання в обробці результатів GNSS-спостережень значно розширює потенціал геодезичного моніторингу. Завдяки цьому можливим стає не лише оперативне реагування на зміни, а й побудова адаптивних систем спостереження, які змінюють свою частоту або конфігурацію в залежності від виявлених аномалій. Такий підхід значною мірою підвищує ефективність управління безпекою інженерних споруд і забезпечує новий рівень контролю просторової стабільності в умовах експлуатації.

Зміни, що відбуваються в будівельній галузі під впливом цифрової трансформації, вимагають перегляду традиційних уявлень про геодезичне забезпечення. Сучасні технології проектування, такі як BIM (Building Information Modeling), не лише задають нові стандарти точності, а й інтегрують геодезичні дані безпосередньо в інформаційні моделі об'єктів. У цьому контексті геодезія перестає бути лише польовою дисципліною і перетворюється на невід'ємну складову комплексної цифрової інженерії. Це зумовлює необхідність нових підходів до збору, обробки та верифікації просторових даних, які повинні відповідати як нормативним вимогам, так і технічним специфікаціям систем інформаційного моделювання.

Особливе значення має також взаємозв'язок між системами координат, які використовуються на різних етапах будівництва. З огляду на потребу поєднувати дані з GNSS-спостережень, тахеометричних зніманих, сканувань та цифрових креслень, актуальним є питання побудови єдиної координатної системи об'єкта. Це вимагає не тільки глибокого розуміння математичного апарату трансформації координат, а й практичного володіння методиками узгодження між системами — як локальними, що використовуються на будівельному майданчику, так і державними чи глобальними системами координат.

При виконанні будівельно-монтажних робіт, особливо на великих висотах, важливою є методика передачі координат і висот на монтажний горизонт. У цьому процесі критичною є точність як лінійних, так і кутових параметрів, а також стійкість опорних пунктів. Особливої складності набуває ця задача в умовах обмеженого доступу до відкритого неба, де застосування GNSS-обладнання ускладнене. У таких випадках використовуються комбіновані методи передачі координат, включаючи лінійно-кутові побудови, електронні теодоліти, лазерні нівеліри, а також мобільні тахеометричні платформи. Водночас GNSS-технології активно застосовуються для попереднього винесення координат із базової геодезичної мережі на поверхні до відповідних точок входу на верхні поверхи будівлі.

Розмічувальні роботи на монтажному горизонті мають стратегічне значення для забезпечення геометричної точності встановлення всіх вузлів і елементів конструкції. Це стосується не лише каркаса будівлі, а й технологічного обладнання — ліфтів, систем вентиляції, електричних комунікацій. Помилка навіть у кілька міліметрів може спричинити накопичення відхилень, що унеможливить подальше збирання без демонтажу. Тому в практиці будівництва використовуються спеціалізовані рішення, які дозволяють не лише фіксувати точку розмітки, а й одразу перевіряти її відповідність просторовим координатам проекту за допомогою інтегрованих лазерних і тахеометричних систем. Саме на цьому етапі проявляється значення попередньо сформованої координатної основи і точності її трансляції на кожен монтажний рівень.

РОЗДІЛ 1. СУЧАСНИЙ СТАН, ТЕХНОЛОГІЧНІ ОСОБЛИВОСТІ ГЕОДЕЗИЧНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ БУДІВНИЦТВА І ЕКСПЛУАТАЦІЇ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ ТА ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД

1.1. Сучасні підходи до геодезичного забезпечення висотного будівництва

Аналіз існуючих методів геодезичного забезпечення будівництва висотних споруд

З метою проведення аналізу існуючих методів геодезичного забезпечення будівництва спочатку розглянемо їх класифікації, потім визначимо найбільш поширені на сьогодні методи, розрахуємо їх точність і порівняємо з нормованими значеннями, отриманими із ДБН та ДСТУ.

Відповідно до послідовності робіт наведені методи об'єднаємо в три загальні групи:

1. Передача планових координат.
2. Передача відміток.
3. Виконання розмічувальних робіт на монтажному горизонті.

Наведемо класифікації способів передачі планових координат (Рис. 1.1) та відміток (Рис. 1.2) на монтажний горизонт, способів розмічувальних робіт на монтажному горизонті (Рис. 1.3).

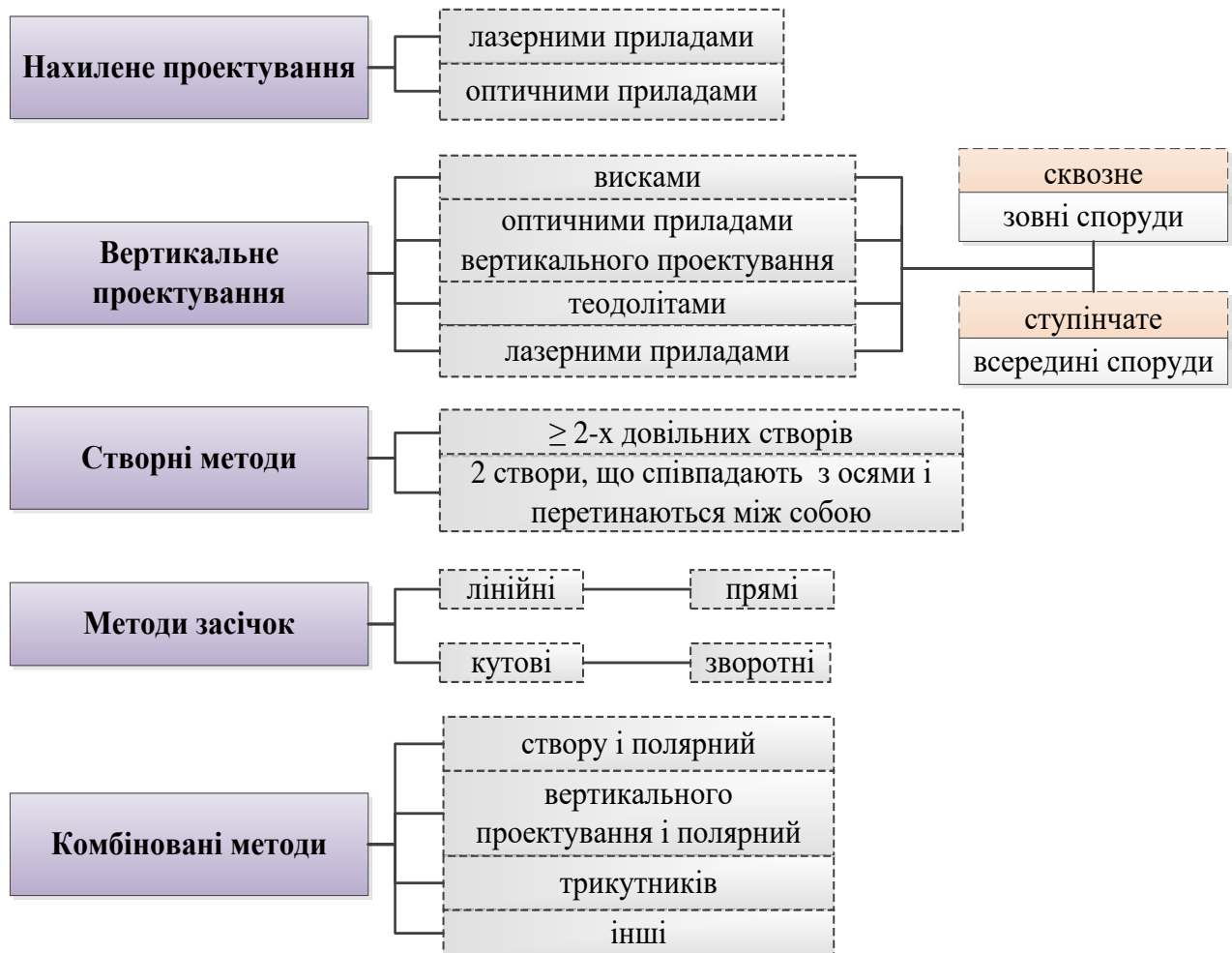


Рис. 1.1. Класифікація способів планових координат на монтажні горизонти

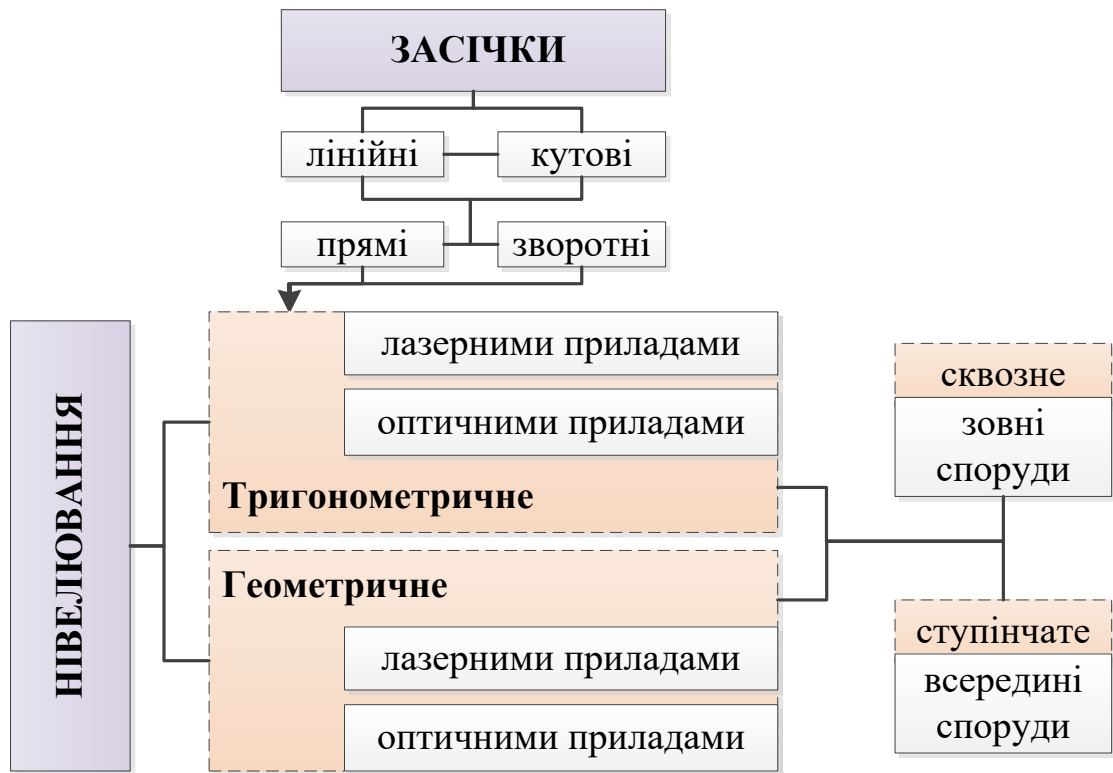


Рис. 1.2 Класифікація способів передачі відміток на монтажні горизонти

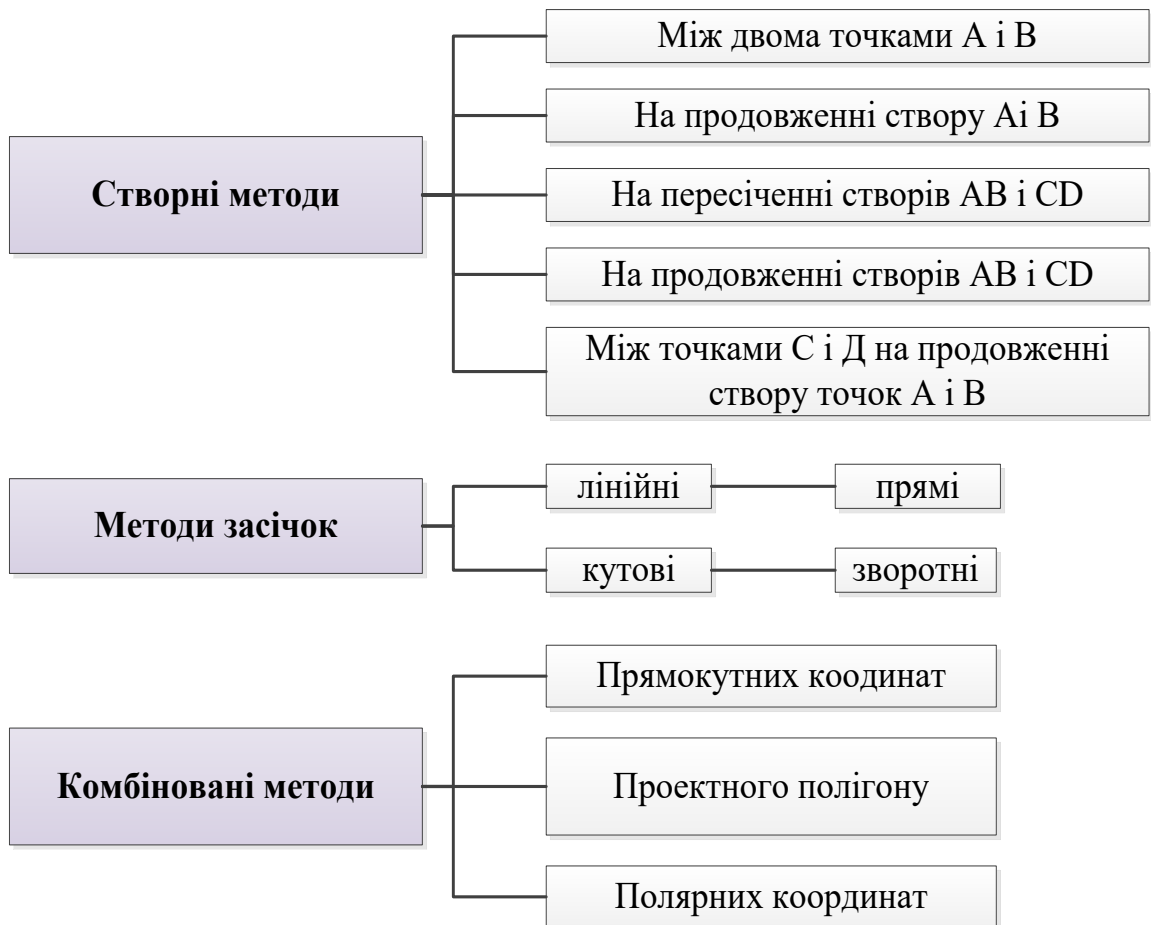


Рис. 1.3 Класифікація способів розмічувальних робіт

Найбільш поширеними з методів геодезичного забезпечення будівництві на сьогодні є:

- метод нахилоного візування;
- метод вертикального проектування;
- тригонометричне нівелювання;
- геометричне нівелювання;
- комбінація прямої та зворотної лінійно-кутової засічки.

Проведемо аналіз сучасних методів геодезичного забезпечення будівництва та визначимо можливість їх застосування при зведенні висотних споруд згідно норм ДСТУ та ДБН.

Сучасний стан технологій монтажу та експлуатації ліфтових комплексів висотних споруд

Будь-яке велике місто неможливе без піднімальних механізмів, найпоширенішим з яких є ліфт. Перші підйомники, що послужили прототипом сучасних ліфтів, з'явилися в США в 1850 р. В 1867 р. з'явилися ліфти з гідравлічним приводом. Наприкінці XIX ст. було винайдено канатоведучий шків (КВШ), завдяки якому стало можливим застосування підвіски кабіни з більшою кількістю канатів, що підвищило надійність і безпеку ліфта. Параметри КВШ не залежали від висоти підйому кабіни, і це дозволило виробити стандарти на вузли ліфта, уніфікувати їх, забезпечивши тим самим виконання необхідної умови для серійного виробництва ліфтів.

Вітчизняне ліфтобудування розвивалося нерівномірно. Наприкінці 1940-х рр. машинобудівні заводи освоїли серійне виробництво ліфтів спеціального, швидкісного і загального призначення. В 1955 р. трестом "Союзлифт" створено типовий ряд пасажирських і вантажних ліфтів для різних галузей промисловості вантажопідйомністю до 500 кг. Були розроблені державні стандарти на різні види ліфтового устаткування [69, 70, 85].

В сучасній Україні ведеться інтенсивне житлове й цивільне будівництво. При цьому підвищилися вимоги до його якості й комфортності, з'явилася тенденція застосування ліфтів у малоповерховому будівництві. Ведеться пошук нових конструктивних рішень із урахуванням науково-технічних досягнень різних галузей промисловості й досвіду світового ліфтобудування. У цей час намітилися наступні напрямки розвитку галузі:

- комбіноване застосування в будинках і спорудах ліфтів, багатокабінних підйомників, ескалаторів і пасажирських конвєсерів;
- використання методів комп'ютерної обробки інформації, впровадження мікропроцесорної системи само-діагностики електронних систем ліфта для підвищення ефективності роботи та їхнього технічного обслуговування;
- застосування системи автоматизованого проектування ліфтів;
- пошук нових технологічних рішень і механізація трудомістких процесів для підвищення ефективності і якості монтажу ліфтів;
- модернізація раніше встановленого встаткування;
- пошук способів підвищення надійності пристроїв, що забезпечують безпечну роботу ліфтів;
- зовнішня установка ліфтів у поглибленнях стін у будинках баштового типу з метою збільшення корисної площі останніх;

- зниження вібрації й рівня шуму в кабіні ліфта й самому будинку шляхом удосконалювання конструкції всіх систем ліфтів;
- підвищення якості виготовлення, зниження вартості виробництва і експлуатаційних витрат на основі уніфікації й стандартизації ліфтового устаткування.

Ліфт будь-якого типу складається з наступних конструктивних частин: будівельної частини; механічного устаткування; електроустаткування.

Будівельна частина ліфта, призначена для розміщення ліфтового устаткування, зводиться будівельною організацією. Вона повинна відповідати вимогам Будівельних норм і правил (СНиП) і ПУБЭЛ.

Будівельна частина складається з машинного приміщення і шахти, у яких розміщується все устаткування ліфта. Залежно від конструкції ліфта до складу будівельної частини може входити блокове приміщення [68, 69].

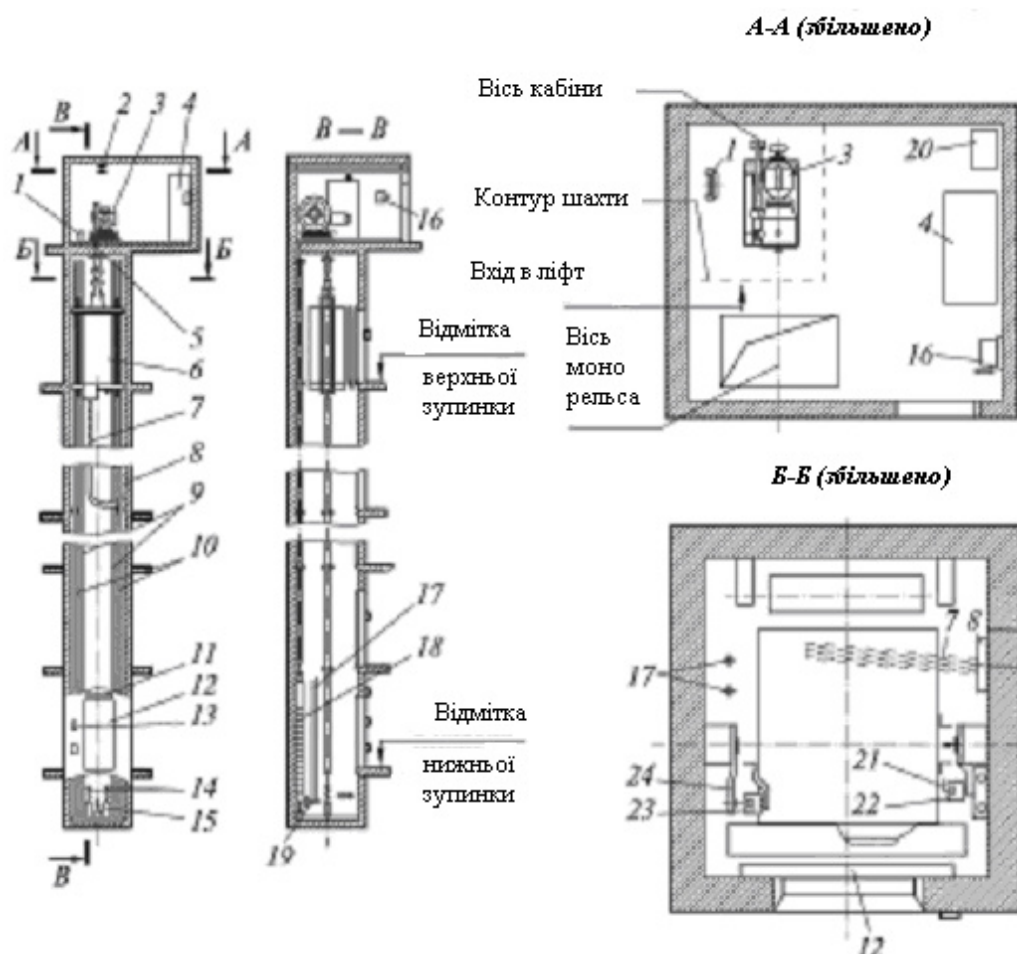


Рис. 1.4. Загальний вид пасажирського ліфта з верхнім розташуванням машинного приміщення:

1 - обмежувач швидкості; 2 - монорейка; 3 - лебідка; 4 - низьковольтний комплексний пристрій управління; 5 - тягові канати; 6 - кабіна; 7 - підвісний кабель; 8- клемна коробка; 9- напрямної противаги; 10 - напрямні кабінні; 11 - індикатор положення кабіни; 12- двері шахти; 13 - викличний апарат; 14 - пружинний буфер кабіни; 15 - пружинний буфер противаги; 17 - канат обмежувача швидкості; 18 - противага; 19 - натяжний пристрій каната обмежника швидкості; 20 - понижувальні трансформатори; 21 - шунт датчика уповільнення кабіни; 22 - датчик уповільнення кабіни; 23 - датчик точної зупинки кабіни; 24 – шунт.

Фірма "KONE" розробила компактну безредукторну лебідку з дисковим частотно-регульованим приводом змінного струму, що дозволило створити пасажирський ліфт (Рис. 1.5), у якого відсутнє машинне приміщення [81]. При будівництві шахта може виконуватися у вигляді повністю або частково огороженої, мати частково несучільне (сітчасте) або скляне огороження. У ній може розміщатися устаткування ліфта (див. Рис. 1.4).

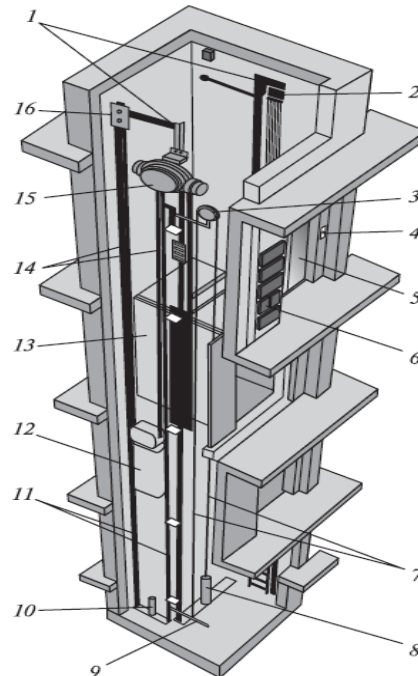


Рис. 1.5. Загальний вид пасажирського ліфта з безредукторною лебідкою
 1 - напрямні кабіни; 2, 16 - підвіски нерухомої частини тягових канатів; 3 - обмежувач швидкості; 4- апарат виклику; 5 - двері шахти; 6 - станція керування; 7 - канати обмежувача швидкості; 8 - буфер кабіни; 9 - натяжний пристрій каната обмежника швидкості; 10 - буфер протизваги; 11 - напрямні протизваги; 12 - протизвага; 13 - кабіна; 14 - тягові канати; 15 - безредукторна лебідка з дисковим асинхронним двигуном.

Частина шахти, розташована нижче рівня краю нижнього поверхового майданчику, називається приямок. У ньому розміщуються буфери або упори кабіни й протизваги, натяжний пристрій обмежувача швидкості.

По конструкції шахти поділяють на глухі, напіввідчинені й приставні. Напіввідчинені шахти застосовують при установці ліфтів у поглибленні зовнішньої стіни. Шахти приставних ліфтів (рис. 1.7) зводяться зовні будинку. Такі шахти застосовуються при реконструкції старих будинків поверховості але останнім часом такі шахти споруджують і в новобудовах.

Крім того, шахти поділяють на несучі, огорожуючи конструкції яких, сприймають всі виникаючі при роботі ліфтового устаткування навантаження, і не несучі, які виконують функції огороження.

По матеріалах, які застосовують, їх поділяють на шахти, виконані із стінових будівельних матеріалів, з об'ємних залізобетонних конструкцій - тюбінгів, і металокаркасні шахти.

Сучасні будівельні технології дозволяють зводити шахти з монолітного залізобетону методом ковзної опалубки одночасно з будівництвом будинку. Закладні деталі для кріплення

кронштейнів напрямних кабіни і противаги встановлюють при виконанні будівельних робіт до заливки бетону.

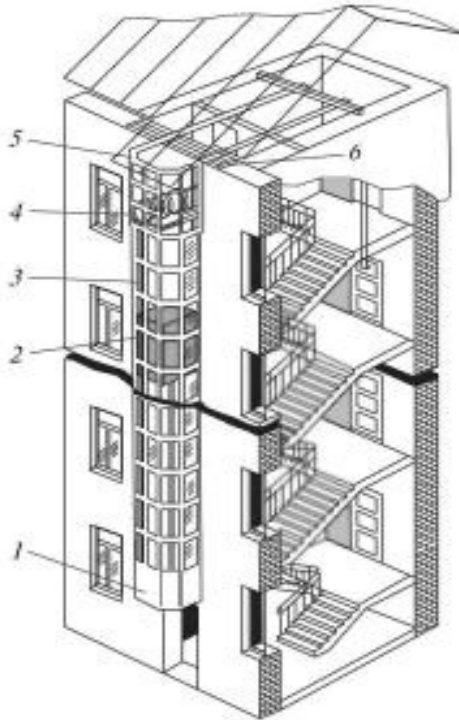


Рис. 1.6. Шахта приставного ліфта

1 - приямок; 2 - середня секція шахти; 3 - верхня секція шахти; 4 - секція машинного приміщення; 5 - несуча рама; 6 - опорна балка

При зведенні глухих шахт застосовують спеціальні залізобетонні конструкції - тюбінги. Така конструкція являє собою відрізок шахти висотою в один поверх (рис. 1.7). Шахту поярусно монтують із тюбінгів безпосередньо на будівельному майданчику.

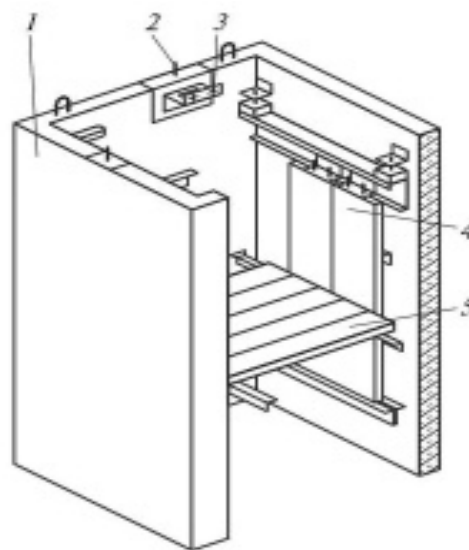


Рис. 1.7. Тюбінг шахти

1 - стіни шахти; 2 - фіксатор; 3 - кронштейн кріплення напрямних; 4 - двері шахти; 5 - дерев'яні настили.

Металокаркасні шахти для пасажирських звичайних, лікарняних і вантажних ліфтів загального призначення з монорейкою встановлюють при неможливості зведення глухих шахт. Каркас такої шахти складається з несучої рами, стояків і поясів.

Під час монтажних робіт та під час експлуатації ліфта між виступаючими елементами kabіни й шахти повинні витримуватись наступні технологічні зазори:

Таблиця 1.1. Значення нормативних технологічних зазорів

№ пп	Зазори в шахті	Величина (в мм)
1	Між порогами дверей kabіни і шахти, однакові по всій ширині порогу	15-60
2	Між зовнішньою поверхнею дверей kabіни і стіною шахти для ліфтів: - з розпашними дверима - з розсувними дверима стулки яких розташовані в одній площині	25-135 25-200
3	Від виступаючих деталей kabіни до виступаючих деталей огороження шахти зі сторони дверей	Не менше 25
4	Від виступаючих деталей kabіни (проти ваги) до сітки (при сітчастому огороженні шахти)	Не менше 50
5	Від зовнішньої поверхні kabіни до внутрішньої поверхні огороження шахти: - зі сторони розташування ловителів	150-350
6	Між виступаючими деталями kabіни і проти ваги	Не менше 50
7	Від зовнішньої поверхні kabіни до поверхні проти ваги	Не більше 250
8	Між виступаючими деталями проти ваги і огороження шахти	Не менше 25
9	Між виступаючими деталями kabіни (проти ваги) і конструкціями, до яких кріпляться напрямні або деталями кріплення напрямних.	Не менше 10

Таким чином ліфт є унікальним транспортним засобом, призначеним для перевезення людей і вантажів. До проектування, виготовлення, монтажу і технічного обслуговування ліфтів у процесі експлуатації пред'являються жорсткі вимоги. В частині вимог до гідравлічних ліфтів, вантажних малих ліфтів, електричних багатокабінних підйомників безперервної дії та ліфтів із гвинтовим і рейковим приводом в Україні продовжують діяти норми ГОСТ 22845-85 [70], які вдосконалені в Росії введенням ПУБЭЛ [85], що затверджені постановою Державного комітету з нагляду за безпечним веденням робіт у промисловості. Дотримання нормативів і вимог на всіх етапах життєвого циклу ліфта забезпечує Державний технічний нагляд і його регіональні органи.

Сучасний стан проблеми моніторингу та особливості застосування ГНСС-технологій в задачах геодезичного моніторингу інженерних споруд

За багаторічну історію геодезичної науки було розроблено чимало методів та

технологічних підходів до виконання геодезичного моніторингу. В останні роки з'явився цілий ряд нових методів, які поступово витісняють традиційні геодезичні методи моніторингу.

Проте необхідно пам'ятати, що ефективність обраного методу геодезичного моніторингу дуже сильно корелює з вартістю його організації. В багатьох випадках немає необхідності побудови надто складних систем геодезичного моніторингу, оскільки часто характер деформації інженерної споруди та причини виникнення переміщень є відомими і постає завдання спостереження за конкретними параметрами за заданими напрямками переміщень.

Загалом всі методи геодезичного моніторингу можна класифікувати за характером визначення переміщення на два класи: абсолютні та відносні. В середині кожного з цих класів можна виділити чотири групи методів: осьові, висотні, планові, просторові.

В результаті виконаного аналізу відомі методи геодезичного моніторингу було класифіковано за характером переміщень (рис. 1.8). Залежно від виду й активності деформаційного процесу, напрямку і швидкості його протікання ці методи було розділено на чотири групи:

- осьові (одновимірні), коли переміщення точок інженерної споруди визначають відносно заданої лінії або осі;
- висотні (одновимірні) - для визначення тільки вертикальних переміщень точок споруди;
- планові (двовимірні), коли переміщення точок інженерної споруди спостерігають по двох координатах у горизонтальній/вертикальній площині;
- просторові (тривимірні), коли знаходять повний зсув точок у просторі по трьох координатах.

Звичайно, що з геодезичної точки зору практичний інтерес представляють абсолютні методи визначення переміщень. Ці методи дозволяють визначити не тільки взаємні зміщення точок споруди, а й загальне зміщення відносно фіксованих осей або системи координат.

Осьові методи застосовують у тих випадках, коли напрямок деформаційного процесу відомо. До числа осьових методів відносять:

- метод відстаней, що полягає у вимірюванні відстаней по прямій лінії між знаками, встановленими уздовж лінії деформаційного процесу;
- метод створів, обладнаних у напрямку, перпендикулярному лінії деформаційного процесу;
- променевий метод, що полягає у визначенні переміщення точки за зміною напрямку візирного променя з опорного знака на робочий.

До планових відносять методи прямих, зворотних, лінійних засічок, лінійно-кутових мереж, комбінований метод, що об'єднує вимірювання напрямків, кутів, відстаней і відхилень від створів.

Висотні переміщення робочих знаків знаходять в основному методами геометричного і тригонометричного нівелювання, а також залежно від умов спостережень методами гідростатичного або гідродинамічного нівелювання.

Для визначення просторового переміщення споруди застосовують методи наземного фотограмметричного знімання, наземного лазерного сканування, методи побудови

просторових геодезичних мереж з використанням електронних тахеометрів, ГНСС-технології та методи наземної і космічної радарної інтерферометрії.

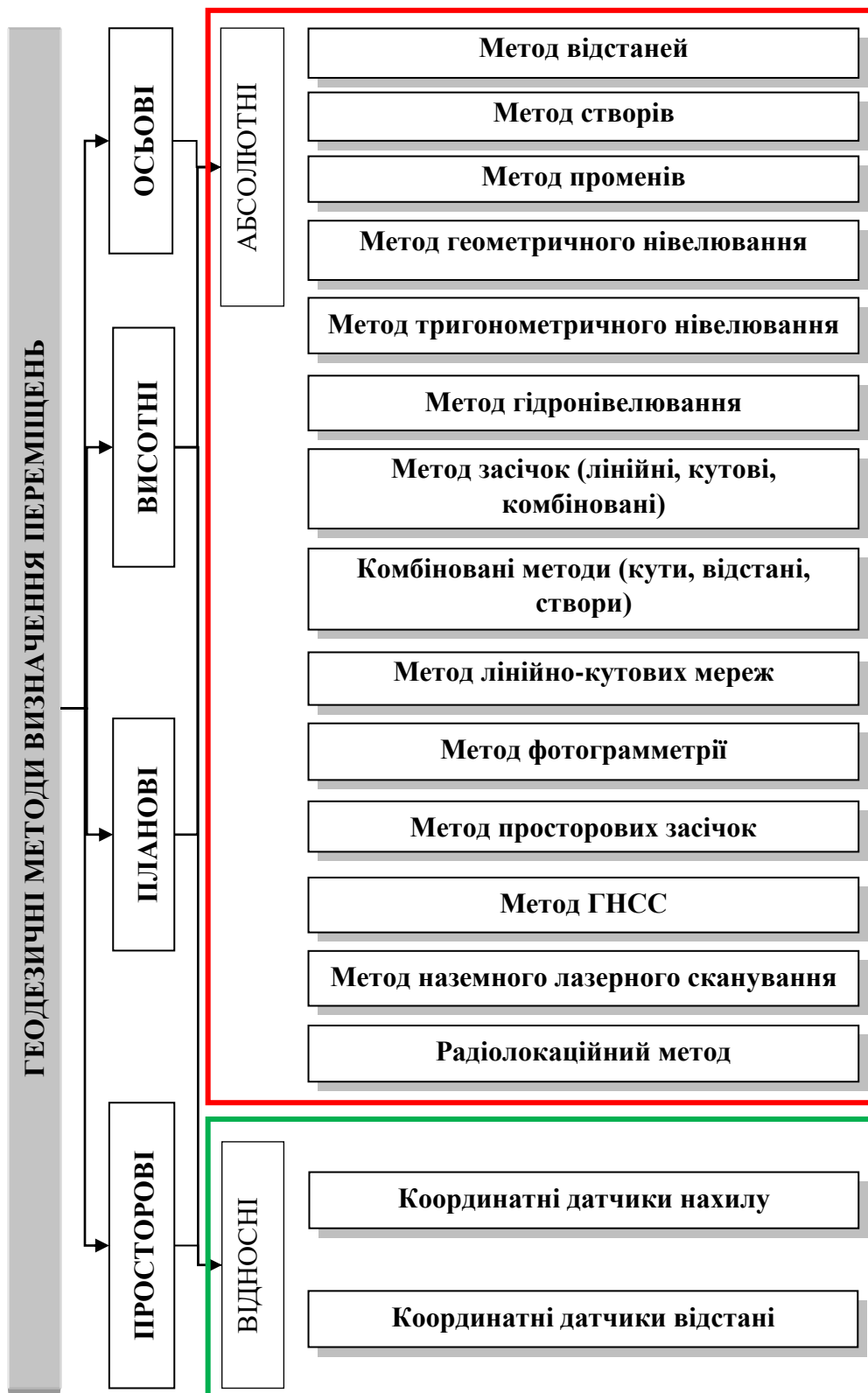


Рис. 1.8. Методи геодезичного моніторингу

Відповідальні та конструктивно складні інженерні споруди вимагають повного комплексу

досліджень, тобто за вимогами ДБН в процесі геодезичного моніторингу повинні бути визначені (окремо або сумісно) величини:

- вертикальних переміщень (осідань, просідань, підйомів);
- горизонтальних переміщень (зміщень);
- кренів.

Визначення всіх цих характеристик одночасно вимагає застосування декількох методів, тому з метою оптимізації процесу вимірювань та досягнення економічного ефекту, серед відомих методів спостереження найбільшу увагу слід зосередити на просторових методах.

Аналізуючи відомі просторові методи класифікуємо їх за наступними ознаками:

- 1) Ступінь пророблення методу;
- 2) Надійність отриманих результатів;
- 3) Вартість устаткування;
- 4) Доступність технології;
- 5) Ступінь автоматизації та простота користування.

Для простоти опишемо ці ознаки за трьома рівнями: високий, середній, низький. Результати представимо в табл. 1.1, де прийнято наступну систему позначень: ■ – низький; ■ – середній; ■ – високий.

Аналіз табл. 1.2 дозволяє зробити висновок, що з існуючих на сьогоднішній день найбільш повно поставленим завданням геодезичного моніторингу відповідають методи спостережень з використанням ГНСС-технологій та побудови просторових геодезичних мереж.

Таблиця 1.2. Порівняльний аналіз просторових методів

Метод	Ступінь пророблення методу	Надійність отриманих результатів	Вартість устаткування	Доступність технології	Ступінь автоматизації та простота користування
Наземного фотограмметричного знімання	■	■	■	■	■
Наземного лазерного сканування	■	■	■	■	■
Просторових геодезичних мереж	■	■	■	■	■
ГНСС	■	■	■	■	■
Наземної і космічної радарної інтерферометрії	■	■	■	■	■

Порівняння цих двох методів за вказаними критеріями вказує на певну перевагу ГНСС-методу, як такого який при умові повної автоматизації не вимагає використання дорогого і складного устаткування якими є роботизовані електронні тахеометри.

Іншою важливою перевагою ГНСС-методу є відсутність необхідності прямої видимості між опорними, допоміжними та деформаційними знаками. Тож всі подальші

дослідження зосередимо на проблемі ГНСС-методу, як одного з найбільш прогресивних методів для дослідження переміщень інженерних споруд. Відправним пунктом нашого дослідження стане аналіз сучасного стану та технічних можливостей ГНСС-технологій.

Сучасне будівництво характеризується значним збільшенням будівництва споруд для яких обов'язковим є визначення переміщень в просторі (висотні будівлі, мости, греблі, стадіони та ін.), при цьому частота визначення переміщень може складати 1 год. або навіть частіше. В таких умовах використання традиційних методів моніторингу, незважаючи на високий рівень автоматизації, є доволі проблематичним. Особливо складним є застосування традиційних методів при виконанні моніторингу об'єктів, що мають значні розміри (більше 1 км по одній з головних осей) та вимагають фіксації переміщень всієї споруди відносно заданої зовнішньої системи координат.

Виходом з такої ситуації є застосування ГНСС, переваги яких при визначенні координат на великих відстанях доведено багатьма дослідженнями. Існує декілька підходів до організації геодезичного моніторингу засобами ГНСС. Вибір схеми організації геодезичного моніторингу з використанням ГНСС залежить, як від наявних технічних засобів, так і від типу об'єкту моніторингу. Загалом розроблено декілька підходів до організації моніторингу засобами ГНСС. Поставимо собі за мету систематизувати існуючі підходи до організації геодезичного моніторингу з використанням ГНСС та побудуємо узагальнену технологічну схему такого моніторингу.

Висока точність сучасних супутникових координатних визначень на великих відстанях у поєднанні з можливостями виконання вимірювань в найрізноманітніших фізико-географічних умовах створили передумови для ефективного використання супутникових методів для геодезичного моніторингу. При використанні ГНСС з метою моніторингу їх відомі переваги полягають в високій точності і надійності визначення координат за відсутності взаємної видимості між пунктами; незначному впливу зовнішніх умов; можливості редукування отриманих координат в прийняту в Україні координатну систему; економічній ефективності нових технічних засобів.

Перш за все зазначимо, що визначення в геодезії супутникових координат базується на застосуванні диференціальних методів. Такі методи дозволяють визначати не абсолютні значення координат, а тільки їх прирости між пунктами. Разом з тим кінцевими результатами мають бути координат всіх пунктів в тій або іншій координатній системі. Виходячи з цього, виникає необхідність мати у складі мережі хоча б один опорний пункт з відомими координатами. Оптимальним варіантом є наявність трьох вихідних пунктів.

При використанні ГНСС перевагу віддають координатам опорного пункту в геоцентричній декартовій системі координат (X, Y, Z) . Від точності цих координат залежить положення створюваної мережі в загальній координатній системі. Точність координат опорного пункту впливає на масштаб геометричних побудов в створюваній мережі.

Абсолютні значення координат опорного пункту отримують на основі сумісних диференціальних вимірювань до пунктів, що входять до складу сучасних глобальних або континентальних мереж (IGS або EUREF). При цьому може бути забезпечена точність абсолютних значень планових координат опорного пункту на рівні декількох сантиметрів.

При виконанні геодезичного моніторингу можливим є застосування:

- статичного методу (Static);
- прискореного статичного методу (Rapid Static);
- методу з поверненням (Reoccupation).

Вимоги до методу спостережень формуються двома головними факторами: точністю визначення переміщень та швидкістю деформаційного процесу. Звичайно, статичний метод є ідеальним для високоточних спостережень. Однак при спостереженнях деформаційних процесів, що розвиваються досить стрімко (швидкість 30-50мм/день), наприклад зсувні процеси або коливання баштових споруд, достатнім може бути використання і інших режимів спостережень, наприклад прискореного статичного методу (Rapid Static) або кінематики у реальному часі (RTK). Рекомендації, щодо виконання вимірювань можна знайти у багатьох роботах, що стали класичними.

Технічно, точність визначення планового положення та різниці геодезичних висот задаються у вигляді рівнянь регресії:

$$m_p = a + bD; \quad m_H = a' + b'D, \quad (1.1)$$

де D - довжина базової лінії; $a = 3 - 5$ мм, $b = 0.1 - 0.5 \cdot 10^{-6}$ $a' = 3,5 - 5$ мм, $b' = 0.4 - 1 \cdot 10^{-6}$.

Параметри рівнянь задаються в технічних характеристиках приймачів. Вирази (1.1) відносяться до середніх умов спостережень, що відповідають рекомендаціям фірм-виробників, довжині базової лінії, тривалості сеансу спостережень, кількості супутників та їх геометрії. Обов'язковою умовою є використання відповідного програмного забезпечення та методики оброблення вимірів.

У випадку вирішення завдання геодезичного моніторингу придатним є тільки відносний метод. По-перше він дозволяє досягти найвищої точності, а по-друге спостереження за переміщеннями інженерних споруд найчастіше виконуються в умовній системі координат, що не вимагає абсолютного позиціонування об'єкту в прийнятих глобальних системах координат. В такому випадку один з приймачів встановлюється на пункт з відомими координатами (може бути прийнятий умовно) і всі подальші визначення координат об'єкту виконують відносно цього пункту (рис. 1.9).

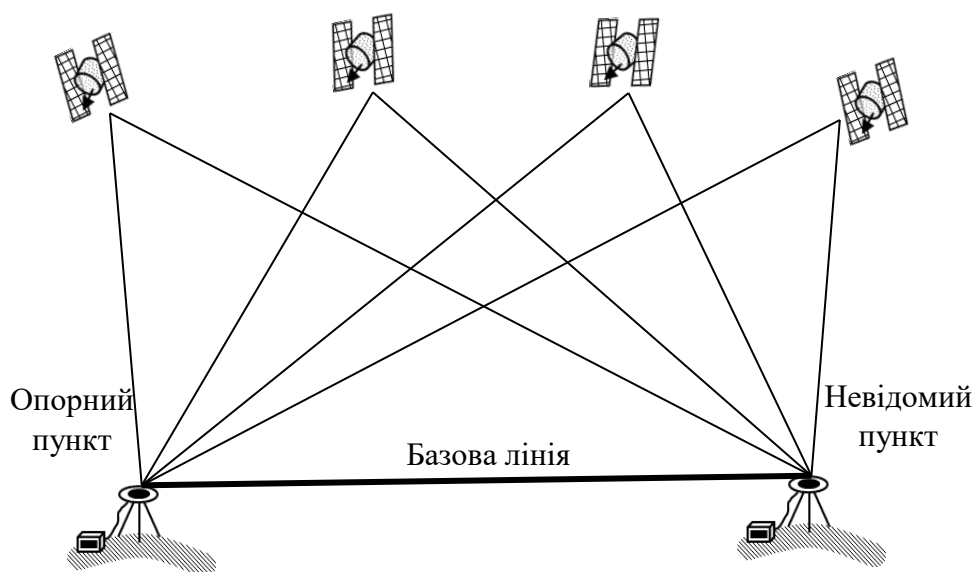


Рис. 1.9. Принцип визначення координат точок ГНСС відносним методом

Система визначення відносного місцеположення в режимі статички вимагає встановлення приймача на всі точки спостережень з подальшим виконанням камерального оброблення. У випадку проведення геодезичного моніторингу ідеальним варіантом можливо було б вважати наявність супутникових антен на всіх точках спостережень об'єкту одночасно. Проте після виконання сеансу спостережень необхідно вирішити завдання об'єднання даних з усіх приймачів в один проєкт і виконати вирівнювання результатів спостережень з подальшим обчисленням переміщень точок. Зрозуміло, що такий підхід не вкладається в концепцію моніторингу з частотою спостережень 1 год. або частіше, а мову про моніторинг кінематичних процесів в режимі реального часу можна взагалі не вести.

Для ідеального випадку спостережень та правильного математичного моделювання середня квадратична похибка визначення базової лінії відносним методом обчислюється за формулою:

$$m_{\Delta P} = 0.7D^{0.58}, \quad (1.2)$$

а відносна похибка обчислюється, як:

$$\frac{m_{\Delta P}}{D} = 0.7D^{-0.42} \approx \sqrt{\frac{1}{2D}}, \quad (1.3)$$

де D - в мм.

Оскільки точність ГНСС-спостережень дуже сильно залежить від довжини лінії та тривалості спостережень, то для наближених розрахунків рекомендується використовувати формули, що отримані Національною геодезичною службою США:

$$m_x = \frac{k_x}{\sqrt{T}}; \quad m_y = \frac{k_y}{\sqrt{T}}; \quad m_z = \frac{k_z}{\sqrt{T}} \quad (1.4)$$

де T - тривалість сеансу спостережень в годинах. Значення коефіцієнтів k_x , k_y , k_z можна знайти на сайті NGS.

З поступовим удосконаленням всіх сегментів ГНСС, розвитком телекомунікаційних технологій та удосконаленням програмного забезпечення оброблення ГНСС-вимірювань, було розроблено та реалізовано на практиці метод визначення відносного місцеположення в режимі RTK. В порівнянні зі статичним визначенням відносного місцеположення метод RTK, має нижчу точність, однак коли мова йде про спостереження великих інженерних споруд, для яких величини переміщень на рівні 10-15 мм в просторі є нормальними, метод RTK став революційним винаходом (рис. 1.10).

Головна відмінність і перевага цього методу в порівнянні із статичним це визначення координат точок в режимі реального часу з частотою, що досягає 10 Гц. Особливо корисним є застосування методу RTK для моніторингу споруд, що перебувають під впливом динамічних навантажень (мости, телевежі, хмарочоси), які мають антропогенне (рух транспорту) або природне походження (вітер, температура, землетрус).

Подальший розвиток методу RTK – Web RTK. Концепція Web RTK (рис. 1.11) полягає у використанні базового комп'ютера на контрольній станції, який має доступ до всіх вирішень місцеположення. Система включає в себе три головні блоки: розповсюдження RTK-поправок до кожного ровера через під'єднання до Інтернету (блок 1); приймання RTK-поправок роверами, визначення місцеположення в режимі RTK та відправлення отриманого

місцезаполження в мережу Інтернет (блок 2); отримання вирішень місцезаполження кожного ровера та аналіз їх динаміки (блок 3). Реалізація такого підходу дозволяє в першу чергу підвищити надійність визначення RTK-поправок та отриманих в режимі реального часу переміщень точок об'єкту.

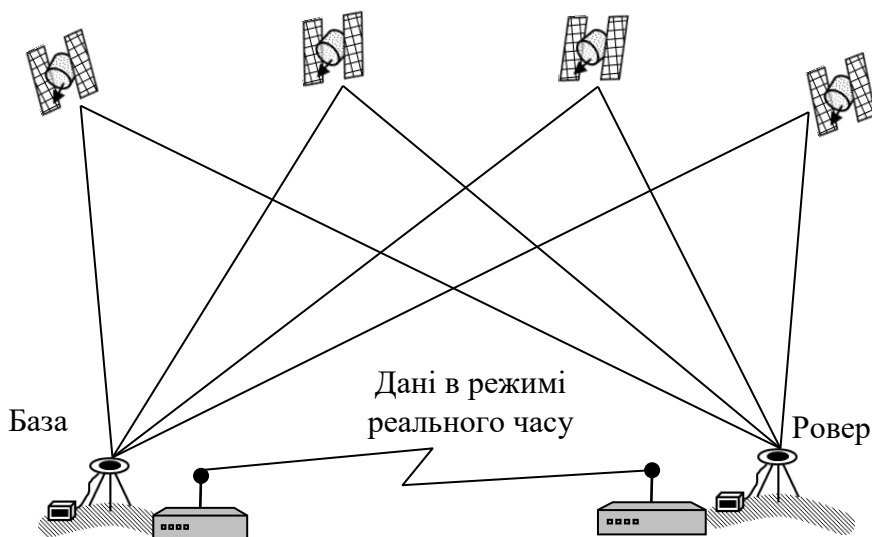


Рис. 1.10. Принцип визначення координат точок ГНСС-методом в режимі RTK

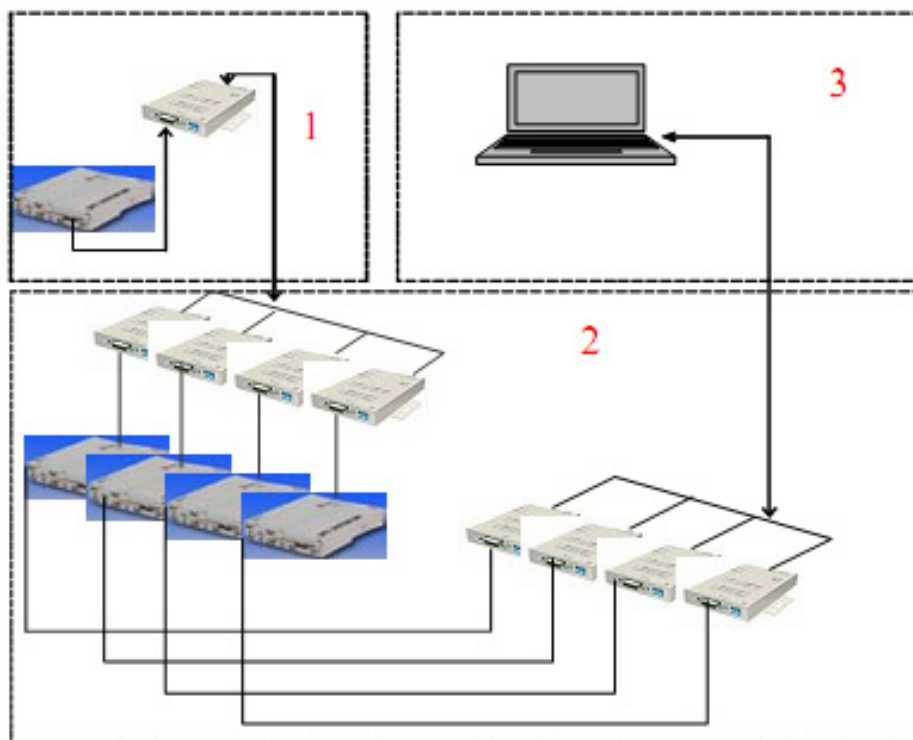


Рис. 1.11. Концепція Web RTK

Наведені схеми організації геодезичного моніторингу можуть бути реалізовані будь-якою компанією, що має відповідне матеріально-технічне забезпечення.

Більш складним, як з фінансової так і організаційної точки зору є організація ГНСС-моніторингу з використання псевдосателітів (псевдолітів) [15].

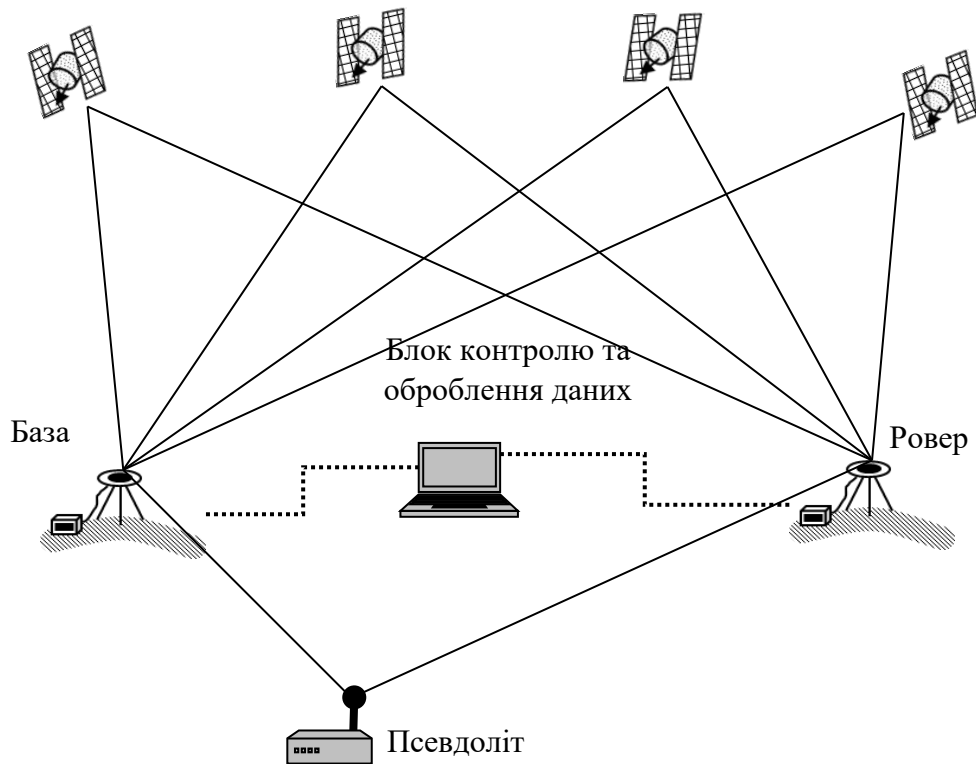


Рис. 1.12. Конфігурація системи ГНСС-моніторингу з використанням псевдолітів

Псевдоліт являє собою встановлений на місцевості в точці з відомими координатами прилад, який працює аналогічно до супутника на орбіті, тобто випромінює радіосигнал на певній частоті. Цей сигнал сприймається ГНСС-приймачем, як сигнал від додаткового супутника з відомими координатами. Завдяки встановленню на земній поверхні псевдоліт значно покращує загальну геометрію супутників, що значно підвищує точність визначення приростів координат. Можливі декілька варіантів побудови моніторингових мереж з використанням псевдолітів (рис. 1.13-1.14).

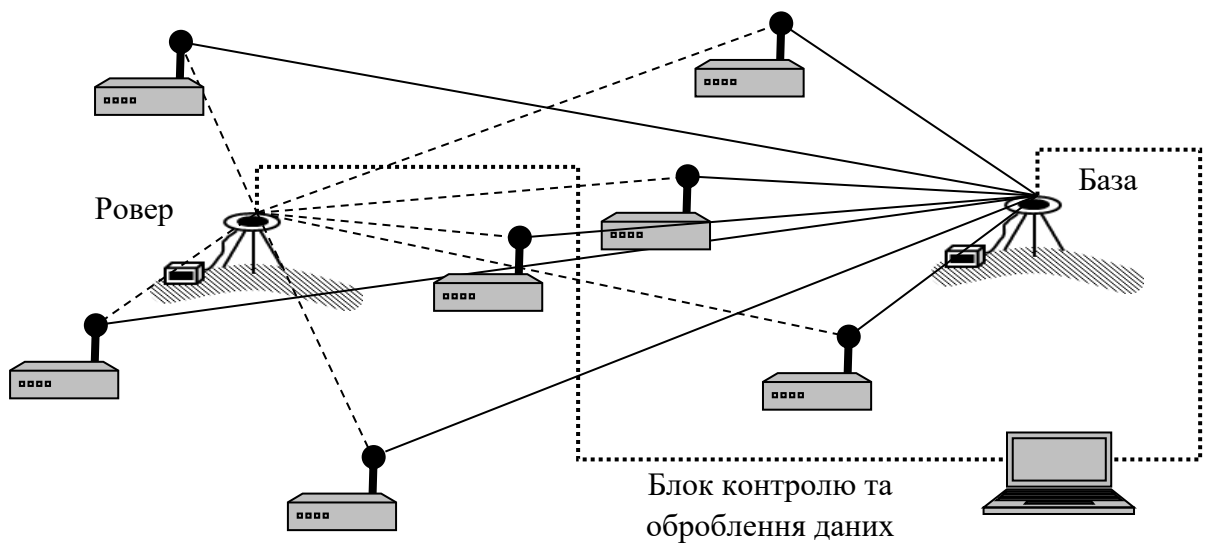


Рис. 1.13. Конфігурація системи моніторингу на базі псевдолітів

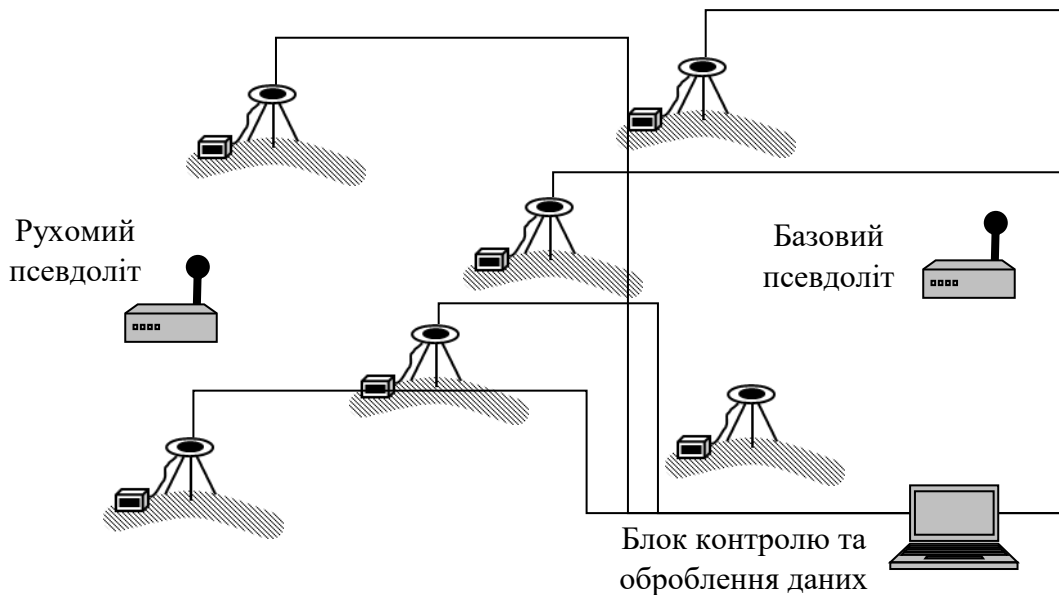


Рис. 1.14. Конфігурація оберненої системи моніторингу на базі псевдолітів

В першому варіанті псевдоліт відіграє роль додаткового супутника на земній поверхні. В другому варіанті (рис. 1.13) спостереження за космічними супутниками взагалі непотрібні. Псевдоліти встановлюють на точках спостереження, а їх координати визначають відносно двох ГНСС-приймачів. Третій варіант (рис. 1.14) має назву «оберненого», в ньому ГНСС-приймачі встановлюють на точках об'єкту і виконують засічку відносно псевдолітів, що встановлені на пунктах з відомими координатами. Через високу вартість псевдолітів реалізація таких систем моніторингу поки що знаходиться в зародковій фазі.

Наведене нижче систематизоване викладення сучасного рівня розвитку та можливостей ГНСС-технологій для вирішення завдань геодезичного моніторингу, дозволяє побудувати узагальнену технологічну схему виконання геодезичного моніторингу інженерних споруд засобами ГНСС-технологій (рис. 1.15).

На сьогоднішній день вирішення задач геодезичного моніторингу інженерних споруд все частіше виконується з використанням ГНСС-технологій. При цьому ГНСС-технології використовуються або як самостійне джерело інформації, або в комбінації з іншими вимірювальними засобами. Таким чином в останнє десятиріччя сформувався цілий новий напрямок сучасної інженерної геодезії, пов'язаний з використанням автоматизованих систем геодезичного моніторингу (АСГМ) (рис. 1.16). До складу таких систем найчастіше входять: електронні тахеометри; ГНСС-приймачі; цифрові нівеліри; датчики нахилу; метеорологічні сенсори (наприклад, температурні або барометричні); геотехнічні сенсори [7]. Така структура системи передбачає безперервний моніторинг. При умові, що спостереження необхідно виконувати з періодом в 1 тиждень або більше, постійне розміщення тахеометра на станції автоматичного спостереження не вимагається. В АСГМ ГНСС відіграють найважливішу роль – засобу моніторингу і одночасно створення вихідної, стабільної геодезичної основи.

На сьогоднішній день найбільш відомими є наступні АСГМ: DC3 – компанії Topcon Positioning (Японія), Leica GeoMos – компанія Leica Geosystems (Швейцарія), Trimble4DControl – компанія Trimble (США) та незалежна від конкретного виробника геодезичного обладнання система GOCA (Німеччина). Ці фірми є законодавцями в області АСГМ. На сьогоднішній день інформація про дані системи представлена тільки у вигляді

рекламних продуктів. Єдиною доступною інформацією для користувачів і дослідників є архітектура даних систем. В такій ситуації представляється достатньо проблематичним оцінити ефективність та зробити вибір на користь тої або іншої системи. Вихід з даного положення слід шукати шляхом аналізу структури сучасних АСГМ, який дозволить виконати оцінку ефективності, надійності та точності роботи таких систем та визначити доцільність їх використання.

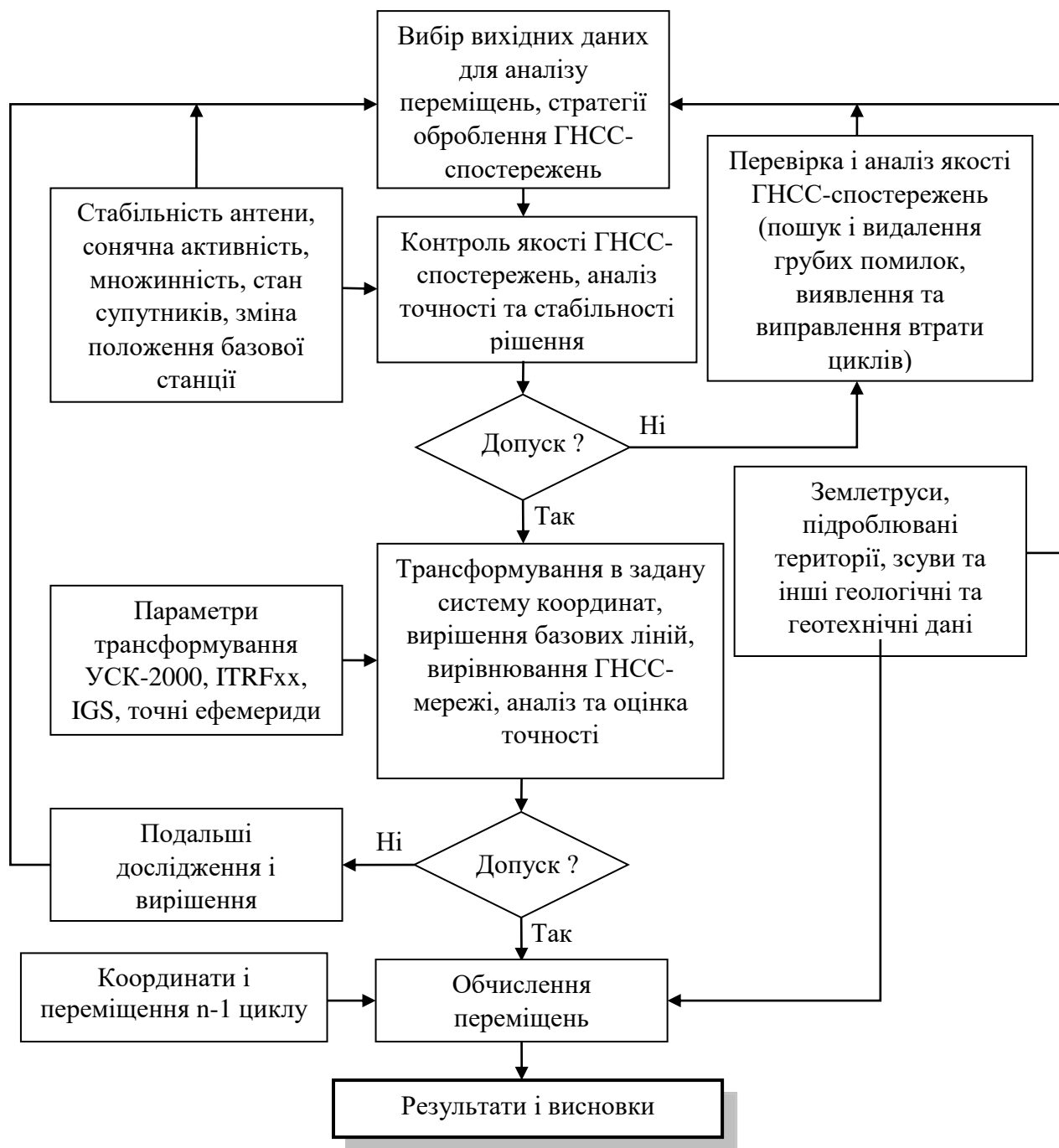


Рис. 1.15. Блок-схема визначення переміщень ГНСС-методом

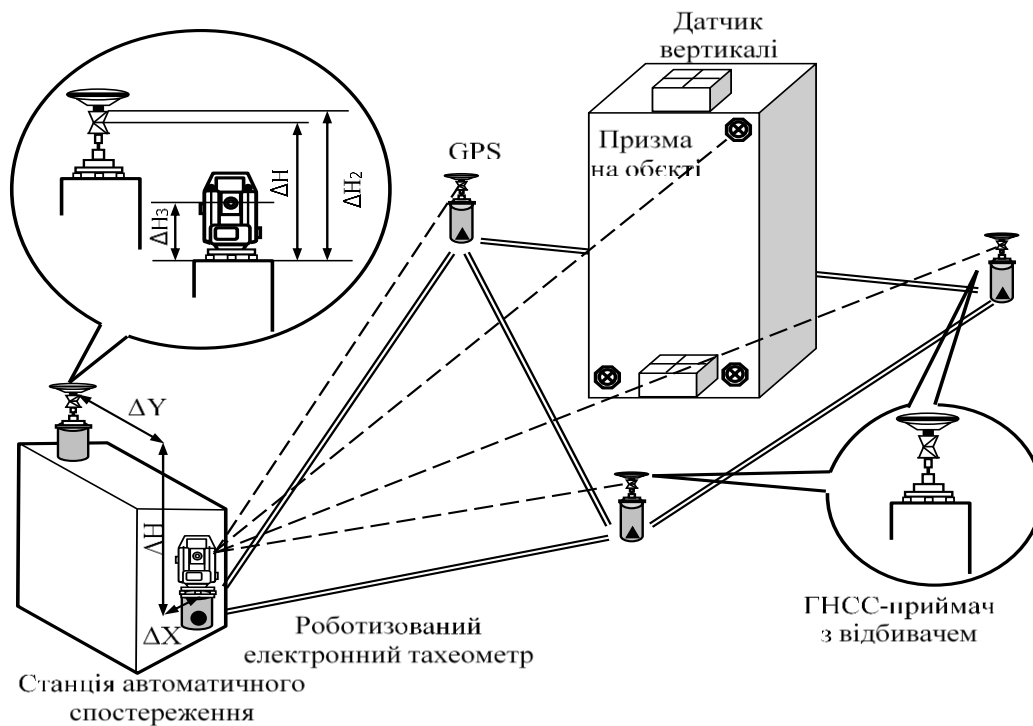


Рис. 1.16. Структурна схема системи автоматизованого геодезичного моніторингу

Виконаємо аналіз представлених систем моніторингу з позицій ролі та ефективності використання в них ГНСС.

Система Trimble 4D американської компанії Trimble відповідає більшості критеріїв сучасних систем геодезичного моніторингу. Структурно система складається з наступних блоків (рис. 1.17, за матеріалами сайту компанії Trimble).

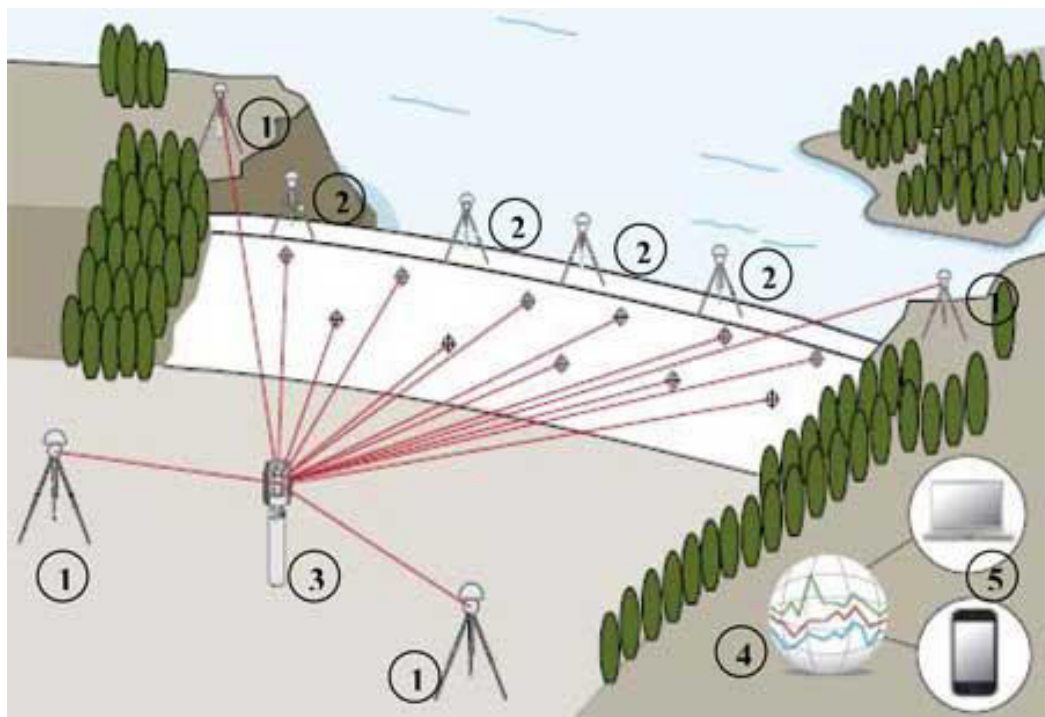


Рис. 1.17. Схема системи геодезичного моніторингу Trimble 4D

На рис. 1.17 позначено: 1 - референсні ГНСС-станції; 2 - ГНСС станції-моніторингу; 3 - електронний тахеометр; 4 - мережі комунікацій (інтернет, радіо, GSM, оптоволокно, WiFi); 5 - центр управління системою з програмним комплексом Trimble4D Control.

Виходячи зі схеми видно, що система моніторингу може включати комплекс вимірювальної апаратури, оптимально для конкретного об'єкту. Це можуть бути комплексні рішення, що включають ГНСС-приймачі (референсні і моніторингові), оптико-електронні роботизовані станції-моніторингу (тахеометри) і допоміжні датчики нахилу, температури і так далі об'єднані мережами комунікацій в єдиний автоматизований комплекс моніторингу об'єкту.

Розміщення оптико-електронних станцій-моніторингу може проводитися двома способами:

1. Перманентний – на фіксованому пілоні з примусовим центруванням і видимістю на дві або більш референсних станціях в скляному інструментальному ящику при необхідності - термостатованому. Даний спосіб використовується для ведення постійного моніторингу об'єкту.

2. Тимчасовий – на геодезичному штативі з видимістю на дві або більш за референсні станції. Він придатний для короткострокового циклічного моніторингу – об'єктів, що зазвичай будуються.

Програмне забезпечення Trimble 4D Control – дозволяє працювати як в режимі реального часу (для цього потрібні канали зв'язку з мінімальною затримкою передачі даних), так і в автоматизованому режимі камерального оброблення (в цьому випадку достатнє застосування каналів зв'язку, що дозволяють провести передачу файлів за розкладом), або ж в режимі, що є комбінацією перерахованих вище. Доступний також “сеансовий” тип обробки. В цьому випадку прилади накопичують дані вимірювань протягом тривалого періоду, після чого файли передаються в центр обробки.

Модулі програмного забезпечення Trimble 4D Control:

- Модуль постобробки даних тахеометра
- Модуль оброблення даних тахеометра в реальному часі
- Модуль постобробки ГНСС даних
- Модуль інтеграції даних знімання
- Модуль ГНСС RTK рішень
- Модуль ГНСС раптових переміщень
- Модуль ГНСС мережевих переміщень

Характеризуючи систему геодезичного моніторингу Trimble4D Control відмітимо її особливості:

- Головними джерелами інформації в системі Trimble4D Control є ГНСС-вимірювання та вимірювання за допомогою електронних тахеометрів, всі інші вимірювальні засоби використовуються тільки, як допоміжні.
- Аналітичний блок аналізу переміщень системи Trimble4D Control є достатньо слабким з обмеженими функціями аналізу.
- Структура модель та математичні зв'язки в системі Trimble4D Control є закритими і в світі практично відсутні публікації по дослідженню точності та ефективності цієї системи.

Інший варіант АСГМ запропоновано японською фірмою Topcon. Система отримала назву DC3, її структурну схему наведено на рис. 1.18 (за матеріалами сайту компанії Topcon).



Рис. 1.18. Складові елементи системи геодезичного моніторингу DC3

Найчастіше в системі DC3 використовують електронні тахеометри. В системі DC3 використовуються моторизовані тахеометри Topcon IS, Topcon GPT-9000, Topcon GTS-900. Для спостережень за осіданнями можуть бути використані цифрові нівеліри Topcon DL-100.

Для отримання даних про переміщення об'єктів можуть бути використані ГНСС Topcon GR-3, Topcon NET-G3, Topcon Niper, Topcon Niper+, Topcon Legacy.

Для отримання точних даних про відхилення об'єкту від вертикальної або горизонтальної площини використовуються інклінометри Wylex.

Для отримання геотехнічної і метеорологічної інформації використовуються спеціалізовані сенсори.

Оброблення результатів спостережень виконується в програмному забезпеченні DC3Pro. Основними завданнями, що вирішуються за допомогою програмного забезпечення DC3, є:

- Збереження даних і інформації про стан сенсорів.
- Базові функції автоматичного збирання даних з різних сенсорів (тахеометри, цифрові нівеліри, ГНСС, датчики рівня води, маятникові вимірювальні системи, геотехнічні сенсори), процедури збирання даних, планування і виконання команд.
- Зворотна засічка за допомогою електронних тахеометрів.
- Модулі для аналізу серії спостережень, такі, як перевищення допустимого значення, аналіз тренду, виявлення стрибків даних.
- Графічний модуль, що показує виміряні дані, аналіз даних або інформацію про стан сенсорів.
- Модуль 1D і 2D трансформування для онлайн і оффлайн обчислення координат.
- Модуль корекції вимірювань геодезичних сенсорів.

- Спеціальний сигнальний менеджер контролює ініціацію сигнальних залежностей щодо статусу сусідніх датчиків. Тривога активізується тільки тоді, коли певне число сусідніх датчиків повідомляє про неприпустимі переміщення.

Програмне забезпечення DC3Pro поставляється в чотирьох можливих конфігураціях, кожен з яких налагоджений для моніторингу певного класу інженерних споруд.

DC3dam - моніторинг дамб з використанням систем рівнів, інклінометрів і ГНСС.

DC3tunnel - моніторинг тунелів - стеження за процесами осідання і станом стінок тунеля.

DC3rail - моніторинг шляхів, доріг і мостів з використанням різних геотехнічних сенсорів, вимірювань зсувів, осідань і нахилів.

DC3slope - моніторинг мас ґрунту - схилів, відкритих гірських виробок, геологічних горизонтів, складів.

DC3mobile STANDARD - вбудовувана система моніторингу для тахеометрів Topcon IS / GPT-9000A / GTS-900A. Її функції:

- Управління проектами.
- Збереження вимірних даних.
- Циклічні обчислення координат станції моніторингу.
- Генератор звітів.
- Фотодокументування.
- Ручна або автоматична орієнтація.
- Імпорт файлів для безперервного моніторингу.

Тахеометр може знаходитися в зоні передбачуваних деформацій і в такому випадку забезпечується версією DC3mobile ADVANCED, яка окрім попередніх функцій має:

- Функцію 3D-аналізу.
- Функцію сигналізації.

Система моніторингу для інклінометрів Wyler для польових контролерів Topcon DC3mobile LEVEL дозволяє виконувати:

- Управління проектами.
- Управління і налаштування функцій інклінометрів Zeromatic/Zerotronic.
- Збереження вимірних даних.

Аналізуючи систему геодезичного моніторингу DC3 відмітимо:

- Головними джерелами інформації в системі DC3 є електронні тахеометри, всі інші вимірювальні засоби, в тому числі ГНСС-вимірювання використовуються, як допоміжні. Роль та функції ГНСС-обладнання в системі чітко не визначені.

- Аналітичний блок аналізу деформацій системи DC3 є достатньо слабким з обмеженими функціями аналізу. Блочна структура системи є одночасно її слабкою і сильною стороною. З одного боку розділення блоків робить систему більш надійною, з іншого боку не дозволяє оперативно аналізувати переміщення і головне визначати їх причини і характер.

- Структура модель та математичні зв'язки в системі DC3 є закритими і в світі практично відсутні публікації по дослідженню точності та ефективності цієї системи.

Найбільш відомою і відпрацьованою системою геодезичного моніторингу в світі є система структурного моніторингу Leica GeoMoS швейцарської компанії Leica.

Кожен проект моніторингу має певні вимоги до вимірювань і їх точності. Програмне забезпечення Leica GeoMoS забезпечує функціонування дуже гнучкої автоматичної системи контролю за переміщеннями, яка в змозі об'єднати дані геодезичних, геотехнічних і метеорологічних датчиків.

Для встановлення причин будь-якого виявленого руху і прогнозування Leica GeoMoS пропонує сполучати в єдину систему геодезичні (електронні тахеометри і ГНСС) і геотехнічні датчики. Система може включати: тахеометри; ГНСС; підключення Leica ГНСС Spider для розширеного моніторингу ГНСС; нівеліри; датчики нахилу; метеорологічні датчики (температура, тиск і тому подібне); інтерфейс для підключення реєстраторів даних Campbell Scientific; геотехнічні датчики для вимірювання впливу зовнішніх умов, наприклад, екстензометри (прилад для вимірювання лінійних деформацій), п'єзометри (прилад для вимірювання стискання), датчики напруги, інклінометри, термометри, барометри і багато інших.

Функціональні можливості системи Leica GeoMoS наступні:

- Концепція проекту для моніторингу деформацій об'єктів із заданою періодичністю.
- Зберігання даних у відкритій базі даних SQL.
- Паралельне використання безлічі датчиків.
- Широкий діапазон технологій зв'язку для управління датчиками і збору даних.
- Можливість за допомогою тахеометрів здійснювати вимірювання на великі відстані (до 8 км.).
- Метеорологічна мережа, що моделюється в області вимірювання.
- Обчислення віртуальних датчиків.
- Потужна система управління подіями і широкі можливості передачі повідомлень.
- Редагування і оброблення даних тахеометрів з урахуванням хронології.
- Імпорт-експорт в інші системи (формати ASCII, DXF, WMF, стандартний Excel).

Для будь-якої системи моніторингу ядром функціонування є програмне забезпечення. Leica GeoMoS складається з двох програмних компонентів: Monitor (Монітор) і Analyzer (Аналіз).

GeoMoS Monitor – он-лайн компонент, який керує датчиками, збиранням, обробленням і передачею даних.

GeoMoS Analyzer – призначений для аналізу, камерального оброблення і графічного представлення результатів моніторингу.

Модуль Leica GeoMoS Web компонент який забезпечує Інтернет-доступ до даних моніторингу через стандартні веб-браузери. Правила доступу встановлюються для авторизованих користувачів з можливістю перегляду даних моніторингу з комп'ютера, комунікатора або мобільного телефону.

В порівнянні з двома попередніми АСГМ, система Leica GeoMoS є набагато більш досконалою і характеризується наступними особливостями:

- Головним недоліком системи Leica GeoMoS є її жорстке орієнтування на технології компанії Leica. В системі відсутня можливість використання геодезичних технологій інших виробників, а програмне забезпечення Leica GeoMoS орієнтоване тільки на внутрішні формати компанії Leica.

- Аналітичний блок аналізу деформацій системи Leica GeoMoS є достатньо потужним і дозволяє в повній мірі використати переваги і недоліки різних вимірювальних засобів.

- Структура модель та математичні зв'язки в системі Leica GeoMoS є закритими і в світі практично відсутні публікації по дослідженню точності та ефективності цієї системи.

Абсолютно протилежним до підходу компанії Leica до розроблення АСГМ є підхід компанії VMT (Німеччина) в розробленій АСГМ GOCA.

Багатосенсорна система GOCA (GNSS/LPS/LS-based Online Control and Alarm System) використовується для моніторингу і аналізу переміщень об'єктів в режимі реального часу, на основі результатів геодезичних вимірювань, отриманих з використанням ГНСС, електронних тахеометрів (LPS), звичайних і гідростатичних нівелірів, і локальних сенсорів (LS). GOCA була розроблена для моніторингу стихійних лих і інженерних споруд.

Система GOCA обробляє дані сенсорів в 3 етапи, виконує вирівнювання і аналіз переміщень в реальному часі. Система обчислює положення, швидкість і прискорення для кожної точки об'єкту в єдиній тривимірній системі координат.

Найважливішими етапами аналізу переміщень є, по-перше, тривимірна оцінка переміщень в реальному часі, по-друге, фільтрація за Калманом, яка надає вектор стану точок об'єкту, а також включає прогнозування і налаштування сповіщення про небезпечні переміщення.

Інтерфейси вхідних і вихідних даних системи GOCA мають відкритий формат і призначені для всіх видів результатів вимірювань і моніторингу. Всі вихідні дані GOCA можуть надалі використовуватися в комплексних системах аналізу деформацій, таких, наприклад, як модель скінченних елементів споруди.

Апаратне забезпечення системи GOCA може включати ГНСС-приймачі, електронні тахеометри і нівеліри, на основі їх даних обчислюється вектор переміщень, швидкості і прискорення точок об'єкту. Для комплексного аналізу деформацій також можуть використовуватися локальні сенсори (LS), як наприклад, датчики механічної напруги. Дані ГНСС і LPS-спостережень використовуються для створення класичних геодезичних мереж спостереження за переміщеннями, вирівнювання яких відбувається постійно, в режимі online.

Класична геодезична мережа для виявлення деформацій складається із стабільної області і рухомих точок об'єкту (рис. 1.19).

Обчислення координат проводяться послідовно на 1-му і 2-му етапах аналізу деформацій в системі GOCA. Вирівняні на 2-му етапі тимчасові ряди координат точок об'єкту (зберігаються у форматі *.FIN, рис. 1.20) і відповідна коваріаційна матриця використовуються надалі для оцінки векторів переміщень в тривимірній системі координат, швидкості і прискорення точок об'єкту. 3-й етап – етап аналізу деформацій в GOCA – проходить паралельно 2-у.

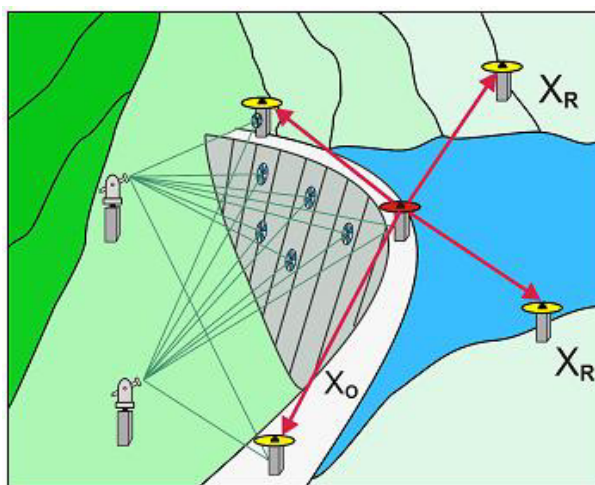


Рис. 1.19. Схема реалізації системи геодезичного моніторингу GOCA за даними сайту компанії goca.info.com

Деформаційний аналіз включає такі компоненти, як: параметрична модель оцінки по ковзаючому середньому (MVE), класична оцінка переміщень і фільтрація Калмана (KAL, VHS).



Рис. 1.20. Схема потоков данных та етапів аналізу деформацій в системі GOCA за даними сайту компанії goca.info.com

Дані локальних сенсорів можуть оброблятися на 3-му етапі аналізу, застосовуючи вказані вище методи оцінки MVE, SHT і KAL. Як альтернатива при системному аналізі може бути застосований так званий підхід комплексного аналізу деформації. Системний аналіз або "комплексна модель" може застосовуватися для геодезичного моніторингу і оброблення його результатів – а саме, геодезичних і даних локальних геометричних (наприклад, інклінометри) і технічних сенсорів (наприклад, датчики тиску), а також дозволяє оцінити додаткові фізичні параметри руху об'єкту. Схема потоків даних в системі GOCA і їх інтерфейси показані на рис. 1.20. Компоненти управління апаратним забезпеченням і комунікаційне програмне забезпечення призначені для управління сенсорами і передачі даних в масив сенсорів системи GOCA. Дані спостережень ГНСС/LPS/LS-сенсорів з міткою часу надаються у відкритому форматі *.GKA. Дані в *.GKA згруповані по типах повідомлень різних сенсорів. Структура GKA-файлу адаптована до вихідних даних ГНСС (базові лінії і сесії), стандарту LPS-спостережень (зенітна відстань, горизонтальне прокладання, кут нахилу, перевищення) і вихідним даним різних локальних сенсорів (LS).

Аналізуючи систему геодезичного моніторингу GOCA відмітимо:

- З позицій нашого подальшого дослідження незрозуміло, яким чином отримуються рішення для ГНСС вимірювань, оскільки компанія VMT не є виробником

геодезичного обладнання, а відтак очевидно змушена до оброблення в системі GOCA використовувати додаткове програмне забезпечення.

- Аналітичний блок аналізу деформацій системи GOCA є найбільш потужним серед відомих АСГМ і дозволяє в повній мірі використати переваги і недоліки різних вимірювальних засобів.

- Структура модель та математичні зв'язки в системі GOCA є абсолютно відкритими, в світі існує ряд досліджень точності та ефективності роботи цієї системи.

Підсумуємо виконаний нами аналіз.

1. До складу будь-якої системи геодезичного моніторингу входить ГНСС-обладнання, ступінь використання цього обладнання є різною і викликана не повним дослідженням можливостей ГНСС-технологій.

2. В більшості АСГМ основним джерелом вимірювальної інформації є ГНСС або електронній тахеометри. Якщо референцна мережа створюється тільки з використанням ГНСС-технологій, то станції-моніторингу створюються, або у вигляді ГНСС-станцій, або станцій з електронними тахеометрами. Порівнюючи можливості реалізації цих варіантів, можна відмітити, що переваги і недоліки ГНСС референцної станції/станції-моніторингу наступні:

- + великі відстані;
- + висока швидкість реєстрації;
- + точний диференціальний метод;
- + не вимагає прямої видимості;
- обмежена однією/двома точками.

Переваги і недоліки станції-моніторингу на базі роботизованих тахеометрів наступні:

- +висока точність;
- +спостереження необмеженої кількості точок;
- відносно короткі відстані < 2,5км;
- забезпечення прямої видимості.

Таким чином найбільш перспективним напрямком досліджень є саме комбіноване використання ГНСС та електронних тахеометрів як єдиного комплексу геодезичного моніторингу.

3. Структура модель та математичні зв'язки у більшості систем геодезичного моніторингу є закритою і в світі практично відсутні публікації по дослідженню точності та ефективності таких системи. Цей факт стимулює необхідність поглибленого дослідження ГНСС-технологій у поєднанні в першу чергу із електронними тахеометрами.

1.2. Проблеми та виклики геодезичного забезпечення в умовах сучасного будівництва

Перспективні напрямки вирішення задачі геодезичного забезпечення висотних споруд

Протягом розвитку суспільства питання висотного будівництва завжди було актуальне, тому в геодезичній спільноті постійно вдосконалювались існуючі і розроблялись нові роботи присвячені розробкам методів та способів геодезичного забезпечення.

Слід відмітити роботи присвячені будівництву споруд баштового типу [38], в яких висвітлено основні проблеми, що супроводжують висотне будівництво. Багато робіт відомих радянських вчених присвячено збірно-каркасному будівництву.

Одна з перших робіт, в якій розглядається можливість впровадження GNSS технологій в області інженерної геодезії. В роботі представлені види супутникових систем, розглянуто структуру роботи приймача, застосування технології в різних сферах праці і також в області геодезії для спостереження за деформаціями земної поверхні. Загалом описано лише можливість застосування даної технології як такої, без будь-яких теоретичних чи практичних напрацювань.

Найбільш повний опис по будові і застосуванню супутникових систем місцезнаходження, теоретичних основ спостережень і обробки результатів наведено в. Проте в роботі відсутні методичні вказівки по проведенню супутникових спостережень, можливостях використання в інженерно-геодезичних роботах.

В контексті проведеного дослідження подібними за змістом є робота Власенко Е. П. В дослідженні розглядається проблема висотного будівництва та можливість застосування GNSS – технологій для забезпечення геодезичних робіт. Розглянуто можливі схеми спостережень, теоретичну точність отриманих результатів та порушено основи проблем, що виникають при застосуванні цієї технології. Але відсутність глибокого розгляду проблем, методів їх усунення та глибокого дослідження технологій виконання робіт, не дає змогу використовувати цей матеріал як основу для подальшого створення загальної методики.

В статті Ямбаєва К. Х. розглянуто можливість застосування GNSS технологій при зведенні висотних споруд. В роботі висвітлено лише моменти, що стосуються контролю вертикальності зведення та висвітлені питання які потребують досліджень і розробок.

Маркузе Ю.И. в своїй роботі починає розгляд поєднання супутникових та наземних систем координат, але так як зазвичай під час будівництва використовують локальну систему координат необхідно визначити універсальний метод для пов'язання GNSS спостережень з будь-якою локальною системою координат.

На сьогодні в світі, у зв'язку з досягненням високої точності приладів оснований на GNSS технологіях, починають розглядати можливість передачі координат на монтажний горизонт супутниковими методами. Розглянемо загальну технологію передачі координат.

При створенні внутрішньої геодезичної мережі координати точок визначають не тільки в умовній системі координат, а й в глобальній системі координат за допомогою супутникових приймачів. Визначення координат у двох системах необхідне для обчислення параметрів переходу від глобальної системи координат до системи координат проекту. Знаючи параметри переходу, в придатних для спостереження місцях встановлюють пару супутникових приймачів і визначають базу (Рис. 1.21). З точок бази визначають координати будь-якої точки на монтажному горизонті за допомогою третього супутникового приймача.

Отримавши координати точок на монтажному горизонті, або проводять редукування цих точок до пунктів внутрішньої геодезичної мережі, або виконують розпланування безпосередньо з цих точок.

Застосування GNSS приймачів для забезпечення потреб інженерної геодезії зараз набуває швидких темпів. Цей метод отримав найбільшу популярність при зведенні висотних споруд етажністю понад 100 метрів, адже при такій висоті споруди застосування класичних методів геодезичного забезпечення не дає змогу в повному обсязі забезпечити необхідну точність робіт (рис. 1.22).

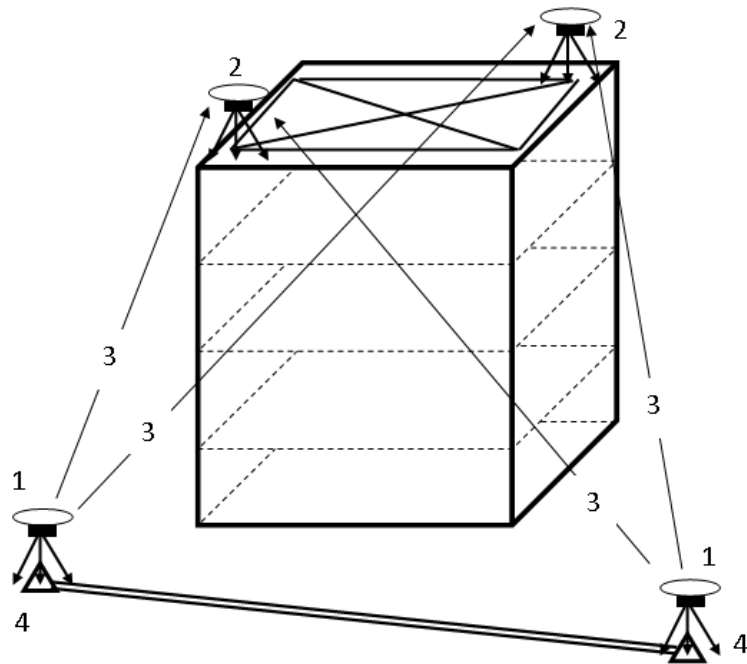


Рис. 1.21. Передача просторових координат методом GNSS- спостережень:

1 - GNSS-приймачі на пунктах опорної геодезичної мережі; 2 - GNSS-приймачі на монтажному горизонті; 3 - передача диференційних поправок на пункти монтажного горизонту; 4 - пункти опорної геодезичної мережі.

Використання технологій супутникового визначення місцеположення було використано при зведенні хмарочосу Burj Dubai в Дубаях. GNSS приймачі використовувались для забезпечення передачі координат на монтажний горизонт та виконання розбивочних робіт.

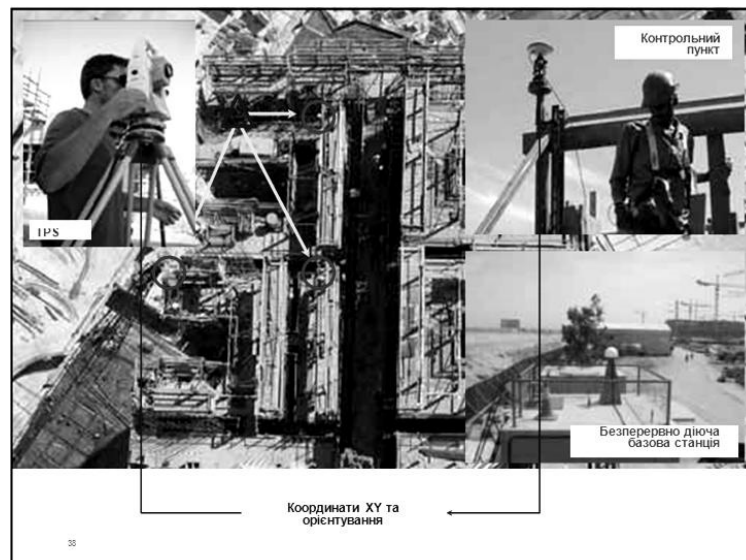


Рис. 1.22. GNSS в будівництві

Використання GNSS технологій має ряд суттєвих переваг, в порівнянні з класичними методами геодезичного забезпечення :

1. Точність визначення координат пункту не залежить від висоти. Тобто застосування такої технології по перше не обмежує можливості досягнення будь-якої висоти споруди, а по-друге дає незалежність отриманих результатів від робіт виконаних на нижчих поверхах.

2. Досягнення постійного контролю і моніторингу споруди.

При застосуванні цього способу слід врахувати його специфічні фактори, що впливають точність отриманих результатів:

- зовнішні умови (стан атмосфери, іоносфери, погодні умови);
- геометрія супутників;
- відсутність перешкод поряд з антеною приймача.
- кручення і нахил споруди під дією сонячної радіації і вітрового навантаження.

Останній фактор виник в наслідок великої висотності споруд будівництва та являється спільним як для GNSS так і для класичних методів геодезичного забезпечення.

На Рис. 1.23 зображено модель відхилення споруди від проектного положення під дією фактору сонячної радіації та вітрового навантаження.

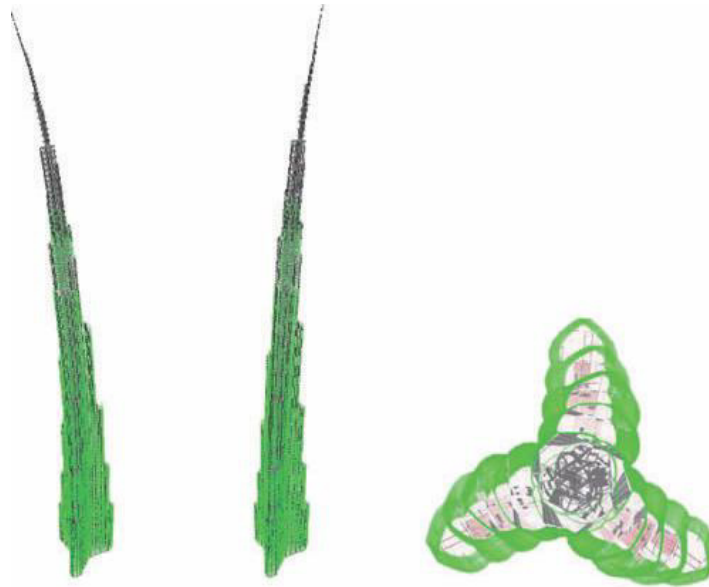


Рис. 1.23. Модель нахилу та кручення висотної споруди

Неврахування помилки цього фактору призводить до того, що встановлений на монтажному горизонті в робоче положення прилад знаходитиметься паралельно площині горизонту, а площина монтажного горизонту буде нахилена під деяким кутом до нього. В результаті цього спотворюється внутрішня геодезична основа і відповідно втрачається геометрія виконуваних робіт.

Тому при застосуванні GNSS методів виконують сумісні спостереження з приладами визначення відхилення споруди від проектного положення та за результатами їх сумісної обробки вводять поправки в координати пунктів на монтажному горизонті.

Для врахування цього ефекту було запропоновано встановити через певну кількість поверхів інклінометри, за результатами даних яких визначати зміщення споруди від вертикалі (рис. 1.24).

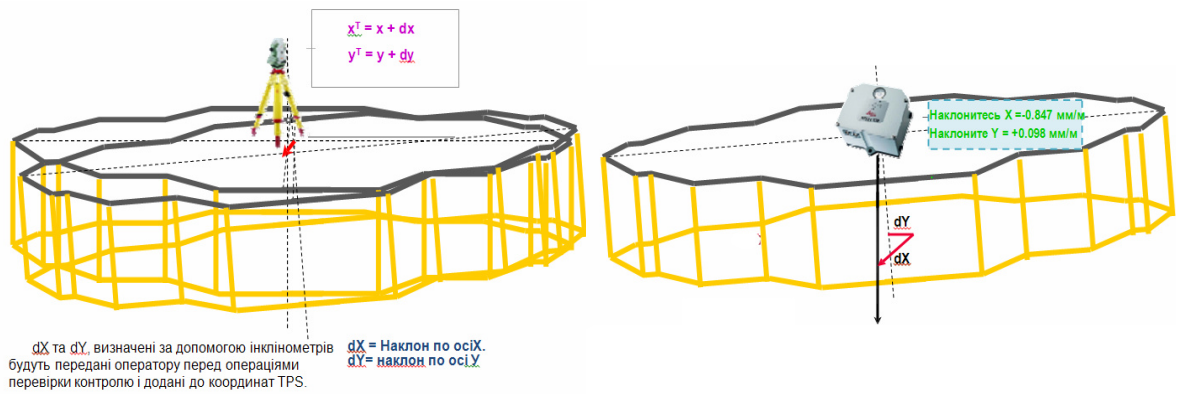


Рис. 1.24. Нахил монтажного горизонту

На сьогодні GNSS прилади мають наступні характеристики точності визначення координат пунктів:

Таблиця 1.3

	Статика	Кінематика
В плані	5 мм + 1мм/км	10 мм + 1мм/км
По висоті	10 мм + 1мм/км	20 мм + 1мм/км
довготривалі спостереження на базових лініях		
В плані	3мм + 0.5 мм/км	
По висоті	6 мм + 0.5 мм/км	

На основі технічних характеристик GNSS апаратури, виконаємо попередній розрахунок можливостей передачі планових координат і відміток на монтажний горизонт.

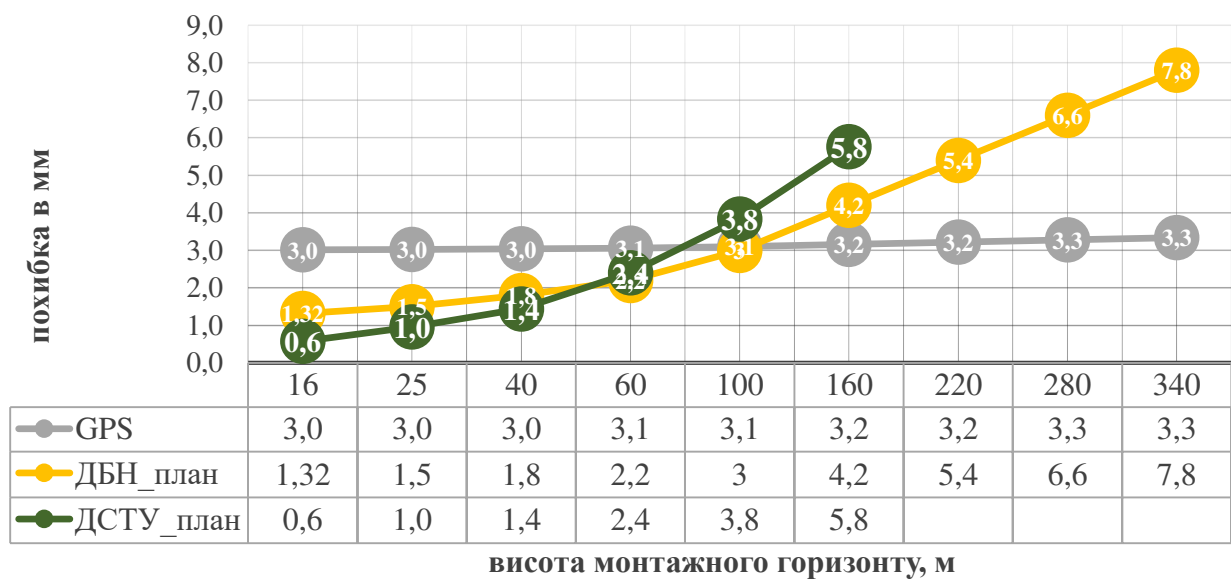


Рис. 1.25. Аналіз передачі ланових координат GNSS методами

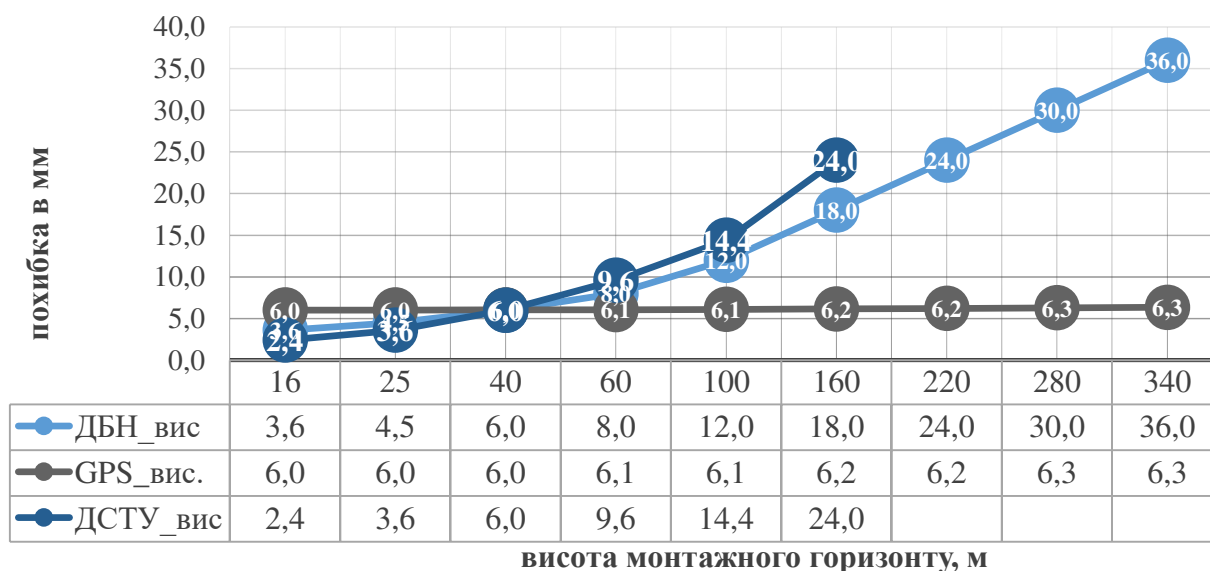


Рис. 1.26. Аналіз передачі позначки GNSS методами

Очевидно, що такий спосіб визначення координат є найбільш доцільним для робіт по геодезичному забезпеченню висотного будівництва (починаючи вже з 25 - 30 поверхів)

Підсумовуючи даний огляд можна зробити висновок, що в світі впроваджується перспективна геодезична технологія для забезпечення висотного будівництва, що майже повністю витісняє існуючі до сьогодні методи та технології. Тому в Україна необхідно починати розвиток в цьому напрямку, оскільки наукові дослідження можливостей впровадження сучасного геодезичного устаткування в забезпеченні висотного будівництва майже відсутні.

Таблиця 1.4. Точність передачі планових координат на монтажний горизонт

Н, м	$m_{\Delta y}$, мм						
	Нахилоного проєктув.	Вертикального проєктув.		лін. Кутова	GPS	ДБН	ДСТУ
		нарізне	поетапне				
16	1,1	1,4	0,9	3,2	3,0	1,32	0,6
25	1,4	1,5	1,4	3,2	3,0	1,5	1,0
40	2,1	1,6	2,0	3,2	3,0	1,8	1,4
60	3,0	1,9	2,7	3,3	3,1	2,2	2,4
100	5,0	2,4	4,4	3,4	3,1	3	3,8
160	7,9	3,3	7,0	3,6	3,2	4,2	5,8
220	10,9	4,1	9,5	3,9	3,2	5,4	
280	13,9	5,0	12,1	4,3	3,3	6,6	
340	16,8	6,0	14,7	4,7	3,3	7,8	

Таблиця 1.5. Точність передачі відмітки на монтажний горизонт

Н, м	m_H , мм				
	Тригонометричне нів.	Геометричне нів.	GPS	ДБН	ДСТУ
16	1,7	1,2	6,0	3,6	2,4
25	1,7	1,6	6,0	4,5	3,6
40	1,7	2,0	6,0	6,0	6,0
60	1,8	2,6	6,1	8,0	9,6
100	2,2	3,2	6,1	12,0	14,4
160	3,6	4,0	6,2	18,0	24,0
220	5,9	4,7	6,2	24,0	
280	9,2	5,3	6,3	30,0	
340	13,2	5,9	6,3	36,0	

Проблеми та перспективні напрямки геодезичного забезпечення ліфтових комплексів

До теперішнього часу основним нормативним документом, який регламентує вимоги до точності та якості зведення ліфтових комплексів є радянський ГОСТ [70]. В цьому стандарті вказано нормативні вимоги до точності дотримання геометричних параметрів ліфтових шахт та монтажу напрямних кабіни і напрямних протываги. У відповідності з цим документом встановлено вимоги до:

- відхилення від перпендикулярності внутрішньої поверхні стінок ліфтової шахти відносно горизонтальної площини підлоги (прямку) повинна бути не більше 30 мм;
- відхилення дійсних внутрішніх розмірів стінок шахти (в плані) від номінальних, що вказані в робочих кресленнях повинні бути не більше + 30 мм;
- довжин діагоналей шахти в плані повинна бути не більше 25 мм;
- відхилення від симетричності сталевих закладних, що призначені для кріплення кронштейнів напрямних кабіни і протываги відносно загальної осі їх встановлення повинно бути не більше ± 10 мм.
- відхилення висотної позначки сталевих закладних деталей, що призначені для закріплення напрямних кабіни і протываги повинно бути не більше ± 80 мм;
- відхилення розмірів, які визначають положення сталевих закладних виробів, що призначені для кріплення обладнання ліфта, окрім того, яке вказане раніше, повинно не перевищувати ± 10 мм;
- відхилення відкритої поверхні сталевих виробів по відношенню до базової поверхні будівельного елемента повинно бути не більше:
 - закладних - 3 мм в середину і назовні;
 - накладних - 3 мм в середину і 10 мм назовні.
- відхилення від паралельності відкритої поверхні сталевих закладних виробів відносно базової поверхні будівельного елемента повинно бути не більше 3 мм;

- відхилення розмірів отворів в підлозі машинного відділення і блочного приміщення від номінальних, що вказані в робочих кресленнях, повинно бути не більше +10 мм;
 - відхилення розмірів між опорною поверхнею під буфер і рівнем чистої підлоги нижньої зупинки від номінальних, що вказані в робочих кресленнях повинні бути не більше 10 мм;
 - відхилення від симетричності осі прорізу дверей шахти відносно вертикальної осі їх встановлення повинно бути не більше 10 мм.
- Для напрямних кабіни і противаги допуски є більш жорсткими:
- відстань між головками напрямних кабіни ліфта (допустиме відхилення не більше 2 мм);
 - відстань між головками напрямних противаги (допустиме відхилення не більше 2 мм);
 - відстань між віссю напрямних кабіни та віссю напрямних противаги (допустиме відхилення не більше 2 мм);
 - прямолінійність напрямних (кабіни та противаги) (Допуск: Прямолінійність 1/1000 але не більше 2 мм по відношенню до складового елемента);
 - напрямні повинні бути встановлені вертикально з допуском 1:5000 від висоти (при Н до 50 м), а при Н більше 50 м відхилення від вертикалі повинне бути не більше 10 мм.

Виконавши детальний аналіз нормативної літератури [31, 45, 46] можна зробити наступні висновки:

- встановлені вимоги та допуски на ліфтові шахти та ліфтове устаткування не визначають точності геодезичних робіт;
- рекомендоване в [45, 70] для виконання вимірювань устаткування в більшості застаріле і не відповідає сучасним вимогам ліфтового будівництва;
- в умовах висотного будівництва вимоги до ліфтів висуваються підвищені вимоги, які не відображені в діючій нормативній літературі.

Більш детальні рекомендації щодо технології виконання спостережень та порядку виконання контрольних вимірювань наведені у відомчих будівельних нормах [45]. Ці норми було розроблено і затверджено в 1980 році, тому всі зауваження стосуються і цього документу.

В праці [64] наведено схему геодезичного контролю ліфтових шахт за допомогою спеціального шаблону, який розташовують на верхньому ярусі шахти. До шаблону кріплять дротяні виски відносно яких виконують вимірювання до стін шахти.

Наступним кроком в аналізі методів контролю ліфтових шахт слід визнати роботу [84], де обґрунтовано, що використання дротяних висків можливе тільки для будівель з кількістю поверхів до 16. Тому актуальною постала задача розроблення нових методів для контролю монтажу ліфтових шахт та визначення допустимості їх геометричних розмірів. Нажаль, розглянуті в роботі методи вимірювань аналогічні попереднім і детально описані в роботі [94].

Більш сучасне викладення проблеми геодезичного забезпечення ліфтів можна знайти в роботі [94]. Для виконання спостережень в цій праці запропоновано використовувати лазерні прилади вертикального проектування. Розглянуто декілька схем виконання спостережень за допомогою 2-х, 3-х та 4-х лазерів. На час написання даної роботи лазерне обладнання не дозволяло виконати точну побудову вертикалі, тому запропоновані методи на той час не набули широкого розповсюдження.

Найбільш повний та детальний огляд, а також нові схеми спостережень за станом ліфтової шахти виконано в роботі проф. П.І. Барана [34]. В роботі розглянуто різні варіанти визначення кондиційності ліфтових шахт. Запропоновано методики спостережень для звичайних ліфтових шахт та великих ліфтових шахт. Робота була опублікована в 1990 році і в ній не враховано можливості сучасного геодезичного обладнання, насамперед електронних тахеометрів та наземних лазерних сканерів.

Іншою важливою задачею є оптимізація розташування ліфтового устаткування в ліфтовій шахті. Найбільш детально ця задача була розглянута в роботах [32, 33]. Основним математичним апаратом для вирішення задачі оптимізації в цих роботах є метод математичного програмування але ми вважаємо, що метод лінійного програмування при оптимізації розташування кабіни ліфта з технологічним устаткуванням в прямокутному контурі з основною системою обмежень не дозволяє визначити оптимальне положення, навіть при виконанні умов цільової функції (сума поправок мінімальна). До недоліків слід віднести підхід, пов'язаний з визначенням допустимості відхилень геометричних розмірів шахти за результатами оптимізації, в той час, як на наш погляд більш вірним є підхід при якому спочатку вимірюють та визначають допустимість відхилень геометричних розмірів ліфтової шахти і при умові забезпечення допусків виконують оптимізацію. Другим важливим зауваженням є не врахування в цих працях вагових коефіцієнтів під час оптимізації, оскільки при висотному будівництві точність визначення параметрів ліфтової шахти залежить від висоти споруди, отже необхідно вводити додаткові вагові коефіцієнти.

Загалом проблема геодезичного забезпечення ліфтових шахт є складовою більш глобальної задачі геодезичного забезпечення будівництва висотних споруд. В цьому напрямку було захищено ряд робіт, які присвячені проблемам передачі координат на монтажні горизонти [42, 107], геодезичному забезпеченню будівництва висотних споруд із збірних елементів [79, 86] та будівництву і експлуатації споруд баштового типу [36, 38, 52, 87].

Загальні питання геодезичного забезпечення висотного будівництва розглянуто в класичних роботах з інженерної геодезії [46, 47, 50, 67, 92, 93].

Сучасні проблеми геодезичного забезпечення висотного будівництва розглянуто в роботах [25, 59, 82, 98].

Найбільш складним етапом висотного будівництва є забезпечення вертикальності. За умови дотримання вертикалі велике значення мають геодезичні розмічувальні роботи на монтажному горизонті [27, 29-31, 41, 44, 56, 61, 96]. Розмічувальні роботи особливо важливі при монтажі ліфтової шахти.

Окремо слід розглянути питання геодезичного забезпечення монтажу та експлуатації напрямних ліфтових шахт. До теперішнього часу це питання залишається в сфері не геодезичної, а ліфтової служби, хоча з попереднього аналізу зрозуміло, що забезпечення всіх необхідних геометричних параметрів взаємного розташування та точність вивірки напрямних, в умовах висотного будівництва, традиційними методами, описаними у вищезгадуваних роботах, неможливо.

Фактично питання вивірки напрямних належить до сфери високоточних інженерно-геодезичних робіт. Найбільш значні результати в цій галузі представлені в роботах [26, 37, 57, 83, 97]. На черзі вирішення питання застосування вже відомих високоточних інженерно-геодезичних методів і способів в практиці ліфтового будівництва.

Таким чином щоб вирішити поставлені питання необхідно вирішити наступні головні завдання:

- розробити методики розрахунку точності геодезичного забезпечення будівництва ліфтових шахт висотних споруд;
- розробити технології визначення геометричних параметрів ліфтових шахт з використанням геодезичних, фотограмметричних та лазерних методів вимірювання;
- розробити методики розрахунку точності геодезичних робіт при монтажі та експлуатації технологічного устаткування ліфтів з використанням теорії розмірних ланцюгів;
- розробити технології визначення геометричних параметрів технологічного устаткування ліфтів з використанням електронних тахеометрів та автоматизованих геодезичних комплексів.
- розробити методика визначення допустимості відхилень геометричних розмірів ліфтової шахти.

Після вирішення поставлених задач буде розроблено та вдосконалено методики і технології геодезичного забезпечення будівництва та експлуатації ліфтів в умовах висотного будівництва з урахуванням сучасних досягнень геодезичного приладобудування.

Проблеми та перспективи застосування ГНСС-технологій в задачах геодезичного моніторингу інженерних споруд

В Україні питанням застосування ГНСС-технологій в задачах геодезичного моніторингу інженерних споруд приділяється дуже незначна увага. Окрім епізодичних публікацій, про які буде згадано в подальшому, більш ґрунтовних досліджень не проводиться. Така ситуація є дещо дивною, оскільки у світі проблемам ГНСС приділяється значна увага. Показовим в цьому випадку є чисто формальний аналіз кількості публікацій, що присвячені проблемам моніторингу інженерних споруд ГНСС. Для такого аналізу було досліджено публікації найбільш значних у сфері геодезії. Це публікації Міжнародної федерації геодезистів (International Federation of Surveyors - FIG), у складі якої функціонують комісії Commission 5 Вимірювання та визначення місцеположення (Positioning and Measurements) та Commission 6 Інженерні знімання, іноземний аналог інженерної геодезії (Engineering Surveys). Було проаналізовано кількість публікацій, що присвячені проблемі моніторингу ГНСС. Практично на кожному симпозіумі FIG за останнє десятиріччя функціонує секція, що присвячена проблемам геодезичного моніторингу, з використанням ГНСС в тому числі.

Питанню дослідження можливостей використання ГНСС-технологій для вирішення задач інженерної геодезії присвячено величезну кількість робіт, в першу чергу закордонних авторів [1-4]. В цих роботах отримані достатньо надійні результати щодо точності отриманих даних в залежності від умов спостережень та розроблені відповідні методики для досягнення необхідної точності. Найбільш детальний огляд інженерних задач для вирішення яких застосовують ГНСС можна знайти в періодичних іноземних виданнях GPS Solutions та GPS World.

Як було зазначено в постановчій частині, ГНСС раціонально застосовувати для моніторингу об'єктів, що мають значні розміри. Типовими прикладами організації ГНСС моніторингу є: [5-7] – визначення просторових переміщень тіла ґрунтової та бетонної греблі, [8] – визначення просторових переміщень мостових конструкцій в умовах статичних навантажень, [9] – визначення просторових переміщень та коливань мостових конструкцій в умовах динамічних навантажень, [10] – визначення просторових переміщень підвісних

квантових мостових конструкцій, [11] – визначення просторових переміщень хмарочосів, [12] – визначення просторових переміщень та коливань висотних споруд під час землетрусу, [13] – визначення просторових переміщень та оцінка стабільності земної поверхні в умовах виконання гірничих робіт, [14] – визначення просторових переміщень на зсувах. Даний перелік безумовно не є повним, але він красномовно демонструє потенціал використання ГНСС-технологій при виконанні геодезичного моніторингу складних та великих за розмірами споруд. Загалом в роботах реалізується різний підхід до організації моніторингу без аргументованих роз’яснень щодо вибору конкретного підходу.

Єдиним значним прикладом впровадження АСГМ в Україні є технологія геомоніторингу зведення висотного будинку в м. Києві в стиснених умовах будівельного майданчика в зоні можливих деформацій. Розроблена автоматизована система дозволяє виконувати широкий комплекс робіт з геодезичного, геотехнічного, гідрогеологічного акустико-сейсмічного моніторингу. Вимірювання виконуються автоматично, а їх результати обробляються за допомогою комп’ютерної системи «Циклоп» [26]. В даному варіанті моніторингу ГНСС використано тільки для створення опорної геодезичної мережі, подальший моніторинг виконується роботизованими електронними тахеометрами Leica.

Найбільш повно теоретичні питання моніторингу ГНСС та його прикладного застосування висвітлено в дисертаційних роботах, які захищені за цим напрямком. Виконаємо аналіз та дослідження основних робіт, які присвячені обраному напрямку дослідження. Оскільки обраний напрям є достатньо новим, дослідження зручно вести в хронологічному порядку.

РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ТА ТЕХНОЛОГІЯ ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ КООРДИНАТНОЇ ОСНОВИ СУПУТНИКОВИМИ МЕТОДАМИ

2.1. Загальні вимоги до точності та якості геодезичного забезпечення будівництва висотних споруд

Конструкції висотних споруд безперервно вдосконалюються і стають все більш різноманітними. Не менш специфічні і окремі конструкції і елементи висотних будівель, на вирішенні яких від фундаменту до даху позначаються вимоги комплексної безпеки. Різноманітність будівельних конструкцій, безумовно, диктує розробку сучасних підходів до геодезичного забезпечення будівництва висотних споруд.

Геодезичні роботи при будівництві висотних споруд повинні виконуватися в обсязі і з точністю, яка забезпечувала б при їх розміщенні і зведення у відповідності геометричних параметрів проектною документації, вимогам будівельних норм, правил і державних стандартів.

Залежно від площі будівельного майданчика та технології будівельних робіт інженерно-геодезичні мережі можуть розвиватись у декілька стадій (ступенів). Геодезична розмічувальна основа проектується на генплані при розробці проекту виконання геодезичних робіт (ПВГР).

Геодезичну розмічувальну основу поділяють на зовнішню та внутрішню. Зовнішня геодезична основа розвивається і закріплюється поза будинком або спорудою. Вона служить для виконання будівельних робіт нульового циклу: виносу головних, основних і детальних осей споруди, планування будівельного майданчика, упорядкування котловану, монтажу фундаментів до позначки "будівельного нуля". Цей етап називають зведенням підземної частини споруди.

Внутрішня геодезична розмічувальна основа розвивається від пунктів зовнішньої геодезичної основи. Її пункти закріплюють на перекритті першого поверху споруди. Взаємне положення пунктів внутрішньої геодезичної основи повинне бути отримане з більш високою точністю, ніж пунктів зовнішньої основи.

Для визначення допусків на виконання того чи іншого виду геодезичних робіт в нормативній літературі існує два документи, це ГОСТ і ДБН. В кожному з них є частина, що регламентує точності характеристики передачі висот на монтажний горизонт, перенесення планових координат і розмічувальних робіт на монтажному горизонті. Визначені в ДБН № норми створення зовнішньої та внутрішньої геодезичної основи (табл. 2.1, табл. 2.2).

Таблиця 2.1

Характеристика об'єктів будівництва	Середні квадратичні похибки побудови геодезичної розмічувальної мережі будівельного майданчика, не більше		
	кутові вимірювання	лінійні вимірювання	нівелювання на 1 км подвійного ходу, мм
Підприємства та групи будівель (споруд) на ділянках площею більше ніж 1 км ² ; окремо розташовані будівлі (споруди) площею забудови більше ніж 100 тис. м ²	3"	2 мм для L до 50 м, L/25000 для L понад 50 м	3 (за програмою II класу у відповідності до інструкції з нівелювання)
Підприємства та групи будівель (споруд) на ділянках площею менше ніж 1 км ² ; окремо розташовані будівлі (споруди) площею забудови від 10 до 100 тис. м ²	5"	5 мм для L до 50 м, L/10000 для L понад 50 м	5 (за програмою III класу у відповідності до інструкції з нівелювання)

Окремо розташовані будівлі (споруди) із площею забудови менше ніж 10 тис. м ² ; дороги, інженерні мережі в межах територій, що забудовуються	10"	10 мм для L до 50 м, L/5000 для L понад 50 м	10 (за програмою IV класу у відповідності до інструкції з нівелювання)
Дороги, інженерні мережі територій, які не забудовуються; земляні споруди, а також вертикальне планування	30"	25 мм для L до 50 м, L/2000 для L понад 50 м	20 (за програмою технічного нівелювання)

Таблиця 2.2

Характеристика будівель, споруд, будівельних конструкцій	Середні квадратичні похибки побудови зовнішньої і внутрішньої геодезичних розмічувальних мереж будинку (споруди) й інших розмічувальних робіт, не більше				
	лінійні вимірювання	кутові вимірювання	нівелювання на станції на вихідному та монтажному горизонталі, мм	передача позначок на монтажний горизонт відносно вихідного, мм	передача точок, осей по вертикалі, мм
Металеві конструкції з * фрезерованими контактними поверхнями; збірні залізобетонні конструкції, які монтується методом самофіксації у вузлах; будівлі та споруди висотою понад 100 м або із прогонами від 30 м до 36 м	1 мм для L до 15 м, L/15000 для L понад 15 м	5"	1	2 + 10 x H	1+2 x H
Будинки вище ніж 15 поверхів; будівлі та споруди висотою від 73,5 м до 100 м або із прогонами від 18 до 30 м	2 мм для L до 20 м, L/10000 для L понад 20 м	10"	2	4 + 15 x H	2 + 3 x H
Будинки до 15 поверхів; будівлі та споруди висотою до 73,5 м або із прогонами від 6 м до 18 м	3 мм для L до 15 м, L/5000 для L понад 15 м	15"	3	6 + 20 x H	3 + 5 x H
Будинки до 5 поверхів; будівлі та споруди висотою до 15 м	4 мм для L до 20 м, L/5000 для L понад 20 м	30"	5	10 + 50 x H	5 + 10 x H

Примітка 1. Величини середніх квадратичних похибок (колонки 2-4) призначаються залежно від наявності однієї з характеристик, що зазначені в колонці 1; при наявності двох і більше характерних величин середніх квадратичних похибок призначаються за тією характеристикою, якій відповідає вища точність.

Примітка 2. Точність геодезичних побудов при будівництві висотних, експериментальних, унікальних і складних об'єктів і монтажі фундаментів технологічного устаткування треба визначати розрахунками на основі спеціальних технічних умов і з урахуванням особливих вимог до допусків, що передбачаються проектом.

Примітка 3. Н- різниця позначок двох будь-яких монтажних горизонтів виражена в сотнях метрів (100 м = 1)

Відповідні вимоги до виконання геодезичних робіт визначені в Національних Стандартах України у настанові про «Виконання вимірювань, розрахунків та контроль точності геометричних параметрів» ДСТУ_Н Б В.1.3-1:2009 (табл. 2.3, табл. 2.4, табл. 2.5).

Таблиця 2.3. Допуски розмічування точок і осей у плані, мм

Інтервал номінального розміру	Значення допуску для класу точності					
	1	2	3	4	5	6
L						
До 2500 включно	0,6	1,0	1,6	2,4	4,0	6,0
Понад 2500 до 4000	1,0	1,6	2,4	4,0	6,0	10,0
$\geq 4000 \leq 8000$	1,6	2,4	4,0	6,0	10,0	16,0
$\geq 8000 \leq 16000$	2,4	4,0	6,0	10,0	16,0	24,0
$\geq 16000 \leq 25000$	4,0	6,0	10,0	16,0	24,0	40,0
$\geq 25000 \leq 40000$	6,0	10,0	16,0	24,0	40,0	60,0
$\geq 40000 \leq 60000$	10,0	16,0	24,0	40,0	60,0	100,0
$\geq 60000 \leq 100000$	16,0	24,0	40,0	60,0	100,0	160,0
$\geq 100000 \leq 160000$	24,0	40,0	60,0	100,0	160,0	-
Значення K	0,25	0,4	0,6	1,0	1,6	2,5

Таблиця 2.4. Допуски передачі точок і осей по вертикалі та створності точок, мм

Інтервал номінального розміру		Значення допуску для класу точності					
H	L	1	2	3	4	5	6
До 2500 включно	До 4000 включно	-	-	0,6	1,0	1,6	2,4
Понад 2500 до 4000	Понад 4000 до 8000	-	0,6	1,0	1,6	2,4	4,0
$\geq 4000 \leq 8000$	$\geq 8000 \leq 16000$	0,6	1,0	1,6	2,4	4,0	6,0
$\geq 8000 \leq 16000$	$\geq 16000 \leq 25000$	1,0	1,6	2,4	4,0	6,0	10,0
$\geq 16000 \leq 25000$	$\geq 25000 \leq 40000$	1,6	2,4	4,0	6,0	10,0	16,0
$\geq 25000 \leq 40000$	$\geq 40000 \leq 60000$	2,4	4,0	6,0	10,0	16,0	24,0
$\geq 40000 \leq 60000$	$\geq 60000 \leq 100000$	4,0	6,0	10,0	16,0	24,0	40,0
$\geq 60000 \leq 100000$	$\geq 100000 \leq 160000$	6,0	10,0	16,0	24,0	40,0	60,0
$\geq 100000 \leq 160000$	-	10,0	16,0	24,0	40,0	60,0	-
	Значення K	0,25	0,4	0,6	1,0	1,6	2,5

Таблиця 2.5. Допуски розмічування і передачі висотних позначок, мм

Інтервал номінального розміру		Значення допуску для класу точності					
H	L	1	2	3	4	5	6
До 2500 включно	до 8000	-	-	0,6	1,0	1,6	2,4
Понад 2500 до 4000	≥8000 ≤16000	-	0,6	1,0	1,6	2,4	4,0
≥4000 ≤8000	≥16000 ≤25000	0,6	1,0	1,6	2,4	4,0	6,0
≥8000 ≤16000	≥25000 ≤40000	1,0	1,6	2,4	4,0	6,0	10,0
≥16000 ≤25000	≥40000 ≤60000	1,6	2,4	4,0	6,0	10,0	16,0
≥25000 ≤40000	≥60000 ≤100000	2,4	4,0	6,0	10,0	16,0	24,0
≥40000 ≤60000	≥100000 ≤160000	4,0	6,0	10,0	16,0	24,0	40,0
≥60000 ≤100000	-	6,0	10,0	16,0	24,0	40,0	60,0
≥100000 ≤160000	-	10,0	16,0	24,0	40,0	60,0	-
Значення К	0,25	0,4	0,6	1,0	1,6	2,5	

Відповідно до вимог, приведених в ДСТУ і ДБН, виконаємо розрахунок граничних значень середніх квадратичних похибок і відобразимо їх на відповідних графіках (Рис. 2.1, Рис. 2.2, Рис. 2.3).

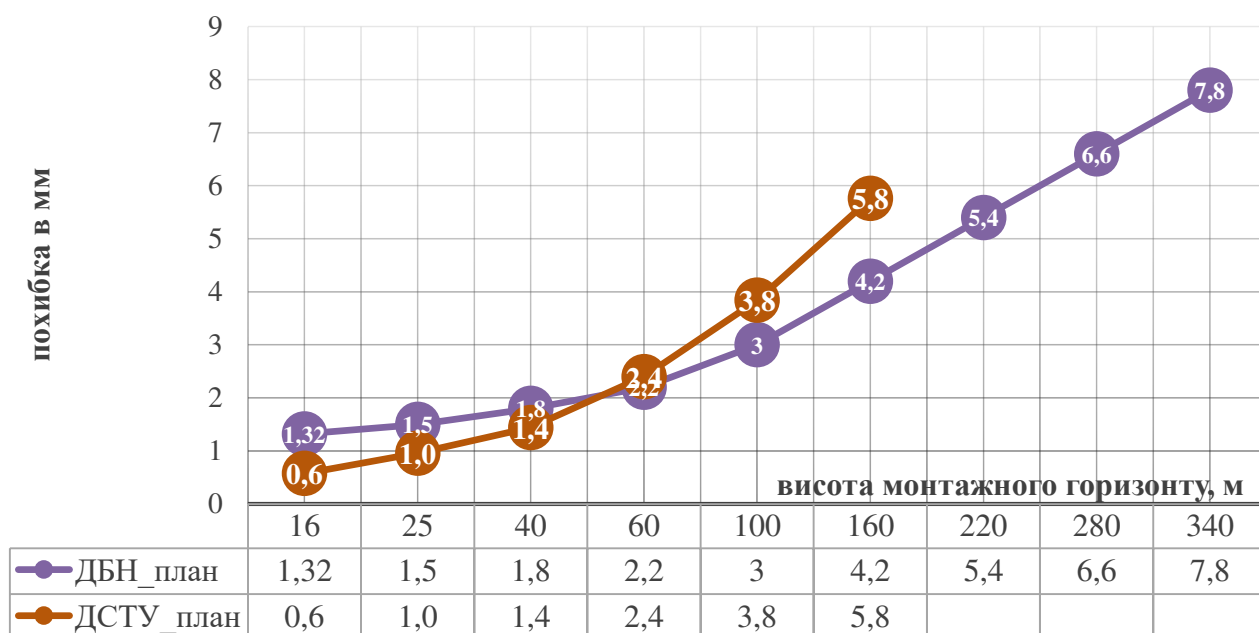
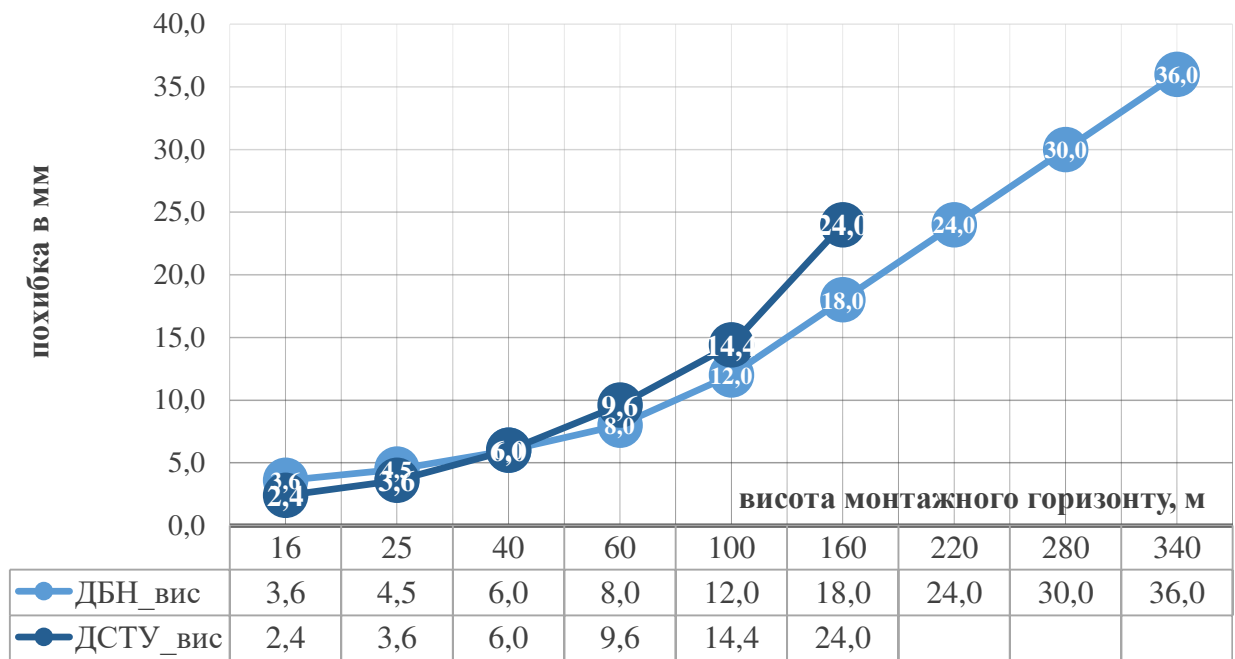


Рис. 2.1. Точність передачі планових координат на монтажний горизонт за ДБН та ДСТУ



-Рис. 2.2. Точність передачі відміток на монтажний горизонт за ДБН та ДСТУ

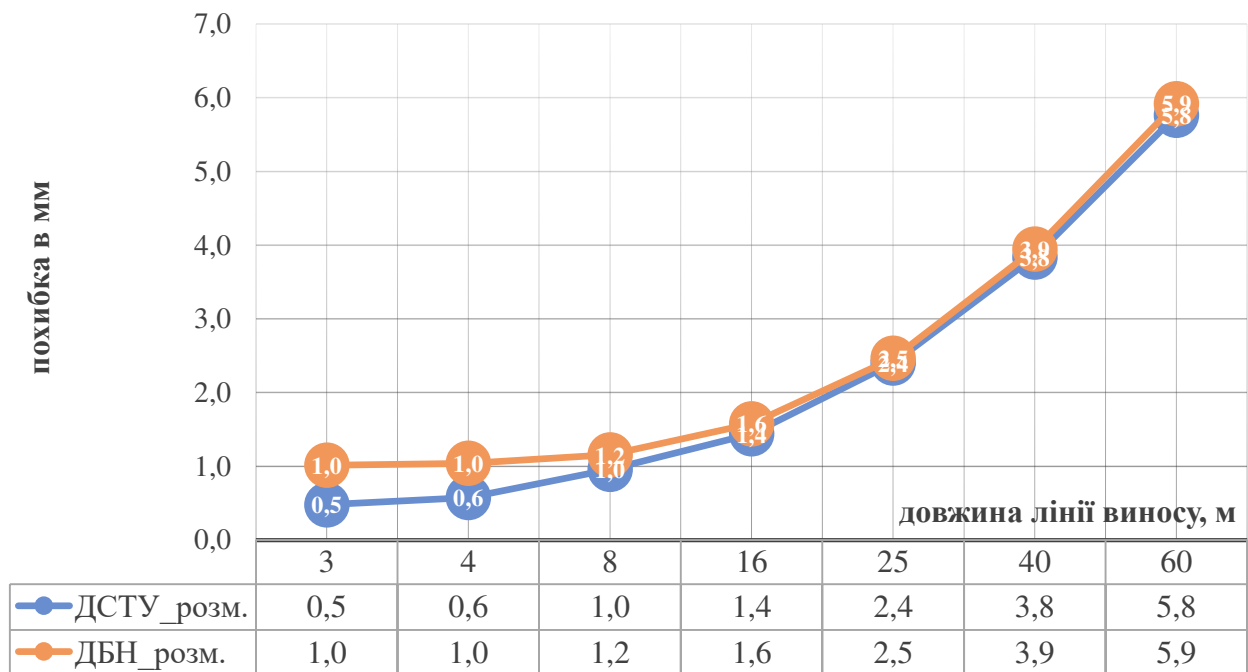


Рис. 2.3. Точність виконання розмічувальних робіт на монтажному горизонті за ДБН та ДСТУ

Аналіз результатів розрахунків вимог до точності геодезичних робіт вказує на відмінність вимог приведених в ДСТУ та ДБН, особливо помітна різниця при розрахунках вимог до передачі планових координат на монтажний горизонт. Це вказує на необхідність доопрацювання основної нормативної документації.

2.2. Математична модель визначення координат супутниковими методами

Кожен приймач, що працює по сигналах СРНС, після його включення приймає сигнали навігаційних супутників, обробляє їх, виконуючи необхідні виміри, розшифровує навігаційне повідомлення і перетворює отриману інформацію в значення координат, швидкості руху і часу. Наведемо загальну схему GNSS приймача.

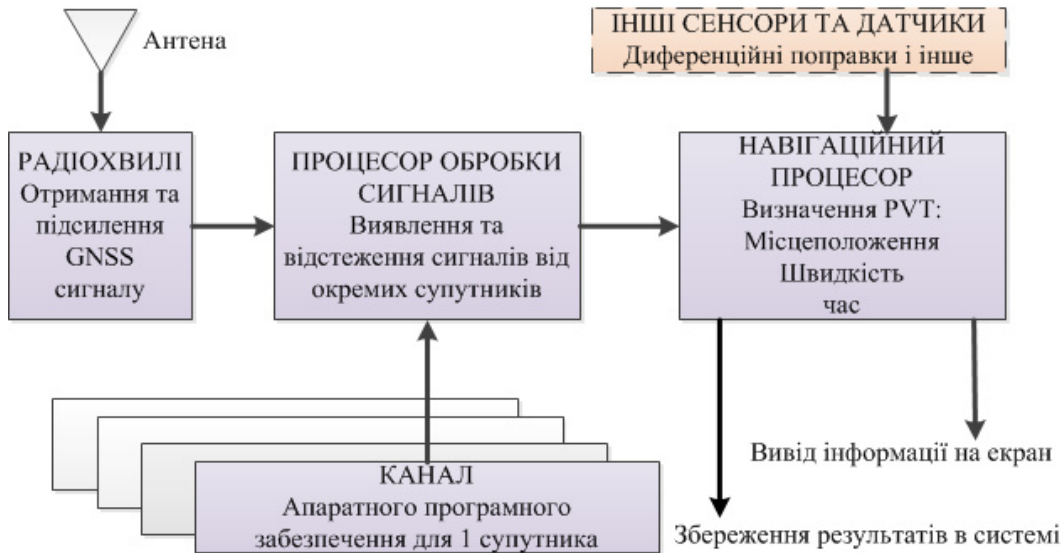


Рис. 2.4. Загальна схема роботи GNSS приймача

Порядок роботи супутникових систем визначення місцеположення має наступний вигляд:

1. Отримання сигнали від 4 (або більше) супутників.
2. Визначення псевдовідстані до 3 супутників.
3. Компенсація затримки сигналу, викликані впливом атмосфери .
4. Отримання додаткових даних з 4-го супутника забезпечує точний час і остаточне 3D позиціонування.

У супутникових GNSS - технологіях використовується виміри псевдовідстаней P , несучої фази ϕ , і доплерівського зсуву частоти D . Псевдовідстань вимірюється по віддалемірних кодах, тому можуть бути псевдовідстані по C/A (стандартному) коду $P_{C/A}$, по P(Y) коду (чи коду підвищеної точності) на першій частоті P_{11} або по другій частоті P_{12} . Фаза несучої (у циклах) може вимірюватися на першій частоті ϕ_{L1} або на другій частоті ϕ_{L2} . Аналогічно, доплерівський зсув може вимірюватися на першій D_{L1} або на другій частоті D_{L2} . Фаза несучої в лінійній мірі позначатиметься як Φ . З появою нових видів сигналів в GNSS і ГЛОНАСС з'являться і нові види вимірів : псевдовідстань за стандартним кодом на другій частоті, фаза несучої по третій частоті та ін. Серед перерахованих параметрів для визначення положень використовуються виміри псевдовідстаней і фаз. В зв'язку з обмеженням швидкості отримання та згладжування псевдовідстаней, доплерівський зсув не набув широкого застосування. Тому розглядатимемо виміри псевдовідстаней і фаз несучої GNSS, які можна моделювати як

$$B_A^i = \rho_A^i + b_A + b^i + b_A^i + v_A^i \quad (2.1)$$

де ρ_A^i - геометрична або істинна дальність від станції А у момент виходу сигналу до супутника i у момент приходу сигналу, B_a^i - результат вимірів приймачем, тобто

псевдовідстань або фаза що несе, b^i - поправки, залежні від супутника, b_A - поправки, залежні від станції, b_A^i - поправки, залежні від спостережень, і v_A^i - помилка вимірів. Дуже часто термін "помилка вимірів" замінюють "шумом вимірів", що прийшов з радіотехніки і спектрального аналізу. Шум вимірів в псевдовідстані приблизно на 2-3 порядки вище, ніж для фазових даних, тобто фазові виміри значно точніші.

Кожен з поправочних членів b_A^i , b_A , b^i складається з декількох компонент, які або обчислюються по яких-небудь моделях, або підлягають визначенню в процесі обробки змін. Оскільки ці поправки завжди визначаються з деякими помилками, що у свою чергу призводить до систематичних помилок в параметрах вимірів, то їх часто називають зміщеннями. Координати, що цікавлять нас, містить тільки геометрична дальність.

Усі зміщення впливають на спостереження і псевдовідстані, і фази такою, що несе в основному на одну і ту ж величину (є деякі ефекти, залежні від частоти), проте тільки спостереження безперервної фази несе містять зміщення від невизначеності, яке є постійним для пари супутник-приймач до тих пір, поки в інструменті зберігається захоплення сигналу супутника.

Крім того, в процесі обробки вимірів шляхом комбінування головних параметрів різними способами можуть утворюватися додаткові параметри, що мають певні переваги перед головними параметрами вимірів.

Визначення координат по відносних вимірах

Метою відносного позиціонування є визначення координат невідомої точки по відношенню до відомої точки, яка в більшості застосувань є стаціонарною. Іншими словами, відносне позиціонування націлене на визначення вектору між двома точками, які часто називають вектором базової лінії або просто базової лин. Нехай А - опорна (відома) точка, В - невідома точка, а D_{AB} - вектор базової лінії. Вводячи відповідні вектори положення R_A , R_B , можна скласти співвідношення

$$\mathbf{R}_B = \mathbf{R}_A + \mathbf{D}_{AB}, \quad (2.2)$$

а компоненти вектору базової лінії є

$$\mathbf{D}_{AB} = \begin{bmatrix} X_B - X_A \\ Y_B - Y_A \\ Z_B - Z_A \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta X_{AB} \\ \Delta Y_{AB} \\ \Delta Z_{AB} \end{bmatrix}. \quad (2.3)$$

Координати опорної точки повинні даватися в системі WGS - 84, для цього зазвичай використовують рішення по кодових дальностях.

Відносне позиціонування може виконуватися по кодових або фазових дальностях. Надалі ми розглядатимемо тільки рішення по несучій фазі. Відносне позиціонування вимагає виконання одночасних спостережень і на опорній, і на невідомій точці. Вважаючи, що такі одночасні спостереження є на двох пунктах А і В на супутники і і j, можна утворити лінійні комбінації, які призводять до одинарних, подвійних і потрійних різниць. Більшість програм для постобробки використовує ці три способи, тому далі показані їх основні математичні моделі.

Статичне відносне позиціонування

У статичній зйомці окремого вектору базової лінії між пунктами А і В два приймачі повинні залишатися стаціонарними протягом усього сеансу спостережень. Досліджуємо

одинарні, подвійні і потрійні різниці відносно числа рівнянь спостережень і невідомих. Передбачається, що на двох пунктах А і В можна спостерігати одні і ті ж супутники i, j в одні і ті ж епохи. Тут не торкатимемося практичної проблеми блокування сигналів супутників. Число епох позначимо через E , а число супутників - через s .

Припустимо, що рівняння вимірних фаз (у одиницях відстані) мають вигляд:

$$\begin{aligned}\Phi_A^i(t) &= \rho_A^i(t) + \lambda N_A^i + c dt_A; \\ \Phi_A^j(t) &= \rho_A^j(t) + \lambda N_A^j + c dt_A; \\ \Phi_B^i(t) &= \rho_B^i(t) + \lambda N_B^i + c dt_B; \\ \Phi_B^j(t) &= \rho_B^j(t) + \lambda N_B^j + c dt_B.\end{aligned}\tag{2.4}$$

Мається на увазі, що параметри годинника супутника, тропосферні і іоносферні затримки не визначаються, а вважаються відомими або будуть вилучатися при обробці. Цей набір даних можна було б вирішувати для кожного пункту окремо, що було б еквівалентне точковому позиціонуванню.

Для кожного супутника і для кожної епохи можна виразити одинарні різниці. Тому число цих вимірів рівне Es . Число невідомих записано під відповідними членами рівняння одинарної різниці :

$$\begin{aligned}\Phi_{AB}^i(t) &= \rho_{AB}^i(t) + \lambda N_{AB}^i + c(dt_B(t) - dt_A(t)); \\ E \cdot s &\geq 3 + s + (E - 1).\end{aligned}\tag{2.5}$$

Число невідомих поправок годинника $E - 1$ вказує на дефект рангу, рівний одиниці. Це означає, що один з невідомих параметрів можна (і треба) вибирати довільно. Припустимо, що вибрана поправка годинника приймача в одну епоху, тоді замість E невідомих поправок годинника приймача залишається тільки $E - 1$ поправок годинника. З приведеного вище співвідношення можна вивести, що

$$E \geq \frac{s+2}{s-1}.\tag{2.6}$$

Хоча це рівняння є еквівалентом рівняння, корисно повторити (теоретично) мінімальні вимоги для вирішення. Єдиний супутник не забезпечує рішення, тому що знаменник в рівнянні (2.5) стає нульовим. З двома супутниками виходить результат $E \geq 4$, а в нормальній випадку з чотирьох супутників виходить, що $E \geq 2$.

Для подвійних різниць співвідношення між вимірами і невідомими досягається з використанням тієї ж самої логіки. Відмітимо, що для однієї подвійної різниці потрібно два супутники. Для s супутників отримаємо $5 - 1$ подвійних різниць в кожен епоху, тому повне число подвійних різниць рівне $E \cdot (s-1)$. Число невідомих записано під відповідними членами рівняння подвійної різниці

$$\begin{aligned}\Phi_{AB}^{ij}(t) &= \rho_{AB}^{ij}(t) + \lambda N_{AB}^{ij}; \\ E \cdot (s-1) &\geq 3 + (s-1).\end{aligned}\tag{2.7}$$

З приведеного вище співвідношення виходить, що

$$E \geq \frac{s+2}{s-1},\tag{2.8}$$

що ідентично рівнянню (2.6), і тому основна умова спостережень дається парою рівнянь $s = 2, E \geq 4$ і $s = 4, E \geq 2$. Щоб уникнути лінійно залежних рівнянь при формуванні

подвійних різниць, використовується або метод базового (опорного) супутника, або метод послідовного супутника. Якщо спостерігалися супутники i, j, k, l, m , то при виборі опорного супутника i утворюються різниці по парах ij, ik, il, im . У методі послідовного супутника утворюються різниці по парах ij, jk, kl, lm . Інші подвійні різниці є лінійними комбінаціями, і, отже, лінійно залежними. Наприклад, подвійна різниця між супутниками jk (у першому випадку) може бути отримана шляхом віднімання ij і ik , а різниця ik (у другому випадку) може бути утворена шляхом віднімання ij і jk .

Модель потрійних різниць включає тільки три невідомих координати точки. Для однієї потрійної різниці необхідно дві епохи. Отже, у разі E епох можливо $E - 1$ лінійно незалежних комбінацій епох. Таким чином, число рівнянь:

$$\begin{aligned} \Phi_{AB}^{ij}(t_{12}) &= \rho_{AB}^{ij}(t_{12}); \\ (s-1)(E-1) &\geq 3. \end{aligned} \quad (2.9)$$

З приведенного співвідношення виходить, що:

$$E \geq \frac{s+2}{s-1}. \quad (2.10)$$

Це рівняння ідентичне рівнянню (2.6), і, отже, основна конфігурація знову дається парами рівнянь $s = 2, E \geq 4$ і $s = 4, E \geq 2$.

Таким чином, у відносному методі може використовуватися будь-яка математична модель: одинарні, подвійні і потрійні різниці.

Статична ініціалізація

Ініціалізація на поверхні Землі може виконуватися одним з трьох методів

- спостереження на точках з відомими координатами;
- спостереження базової лінії;
- обмін між приймачами точками установки їх антен.

Проста форма ініціалізації - встановити антени опорної і мобільної станцій на точки з відомими координатами. Щоб можна було нехтувати іоносферними і тропосферними затримками, а також для зручності в роботі, точки мають бути порівняно близько. З рівняння виходить:

$$N_{AB}^{ij}(1) = \frac{f}{c} [\Phi_{AB}^{ij}(t) - (\rho_A^i(t) - \rho_B^i(t)) - (\rho_A^j(t) - \rho_B^j(t))]. \quad (2.11)$$

Оскільки положення приймачів відоме, початкові невизначеності $N_{AB}^{ij}(1)$ можна вчислити для кожної подвійної різниці. Треба визначати, принаймні, три невизначеності, тобто спостерігати не менше чотирьох супутників. Вчислені $N_{AB}^{ij}(1)$ мають бути заокруглені до цілих значень.

Як тільки початкові невизначеності відомі, можна починати кінематичні виміри. Нехай індекси A і B відносяться, відповідно, до опорному і рухомому приймачам. Тоді можна легко отримати одинарні різниці для мобільної станції:

$$\frac{f}{c} \rho_B^{ij}(t) = \frac{f}{c} [\rho_A^i(t) - \rho_A^j(t)] + N_{AB}^{ij}(1) - \frac{f}{\lambda} \Phi_{AB}^{ij}(t). \quad (2.12)$$

Якщо 4 супутники спостерігаються одночасно, то існує три рівняння виду (2.12), придатних для обчислення положення рухомого приймача. Якщо ж супутників більше, ніж 4, то можливий підхід по МНК. Вимоги до точності для координат опорної станції такі ж, як і в

інших GNSS вимірах. Природно, що кінематичні виміри більшою мірою схильні до впливу іоносфери, тропосфери і многопутності.

Кінематичний режим вимагає, щоб під час вимірів, поки спостерігається сузір'я супутників, не було втрат в рахунку циклів. Якщо спостерігається 5 супутників, тоді втрату рахунку циклів по одному з супутників можна легко відновити. Три подвійні різниці, які не мають зриву, можна використовувати для визначення положення приймача (2.12), а потім використовувати рівняння (2.11) для обчислення нової невизначеності, на якій мав місце зрив циклу. Ця процедура працює, якщо для трьох супутників, що залишилися подвійних різниці мають хорошу геометрію. Якщо спостерігалось 6 супутників, то допускаються не більше двох зривів в одну епоху. Таким чином, випадковий зрив циклу не завдає збитку до тих пір, поки залишаються три хороші подвійні різниці. Так само встановлюється неоднозначність для того, що з'явилося над кутом відсічки по висоті нового супутника.

Маючи на увазі кінематичний режим, фірми-виробники апаратури обладнали приймачі багатьма каналами на двох частотах. Для отримання найнадійнішої системи можливе об'єднання GNSS приймача з інерціальною системою з метою подолання мостів (укриттів), коли приймач втрачає захоплення відразу по усіх каналах або підтримує захоплення тільки по 1, 2 або 3 супутникам.

Практично для виконання ініціалізації на відомій точці достатньо 1 - 2 хвилини, для ініціалізації шляхом спостереження базової лінії - до півгодини [Leick, 1995].

Щоб зменшити час, необхідний для виконання ініціалізації невизначеностей, Б. Ремонди і Б. Хофманн-Велленхоф розробили метод ініціалізації за допомогою обміну антенами. Припустимо, що в епоху t_1 приймач R_1 з антеною A_1 знаходиться на станції А, а приймач R_2 з антеною A_2 - на станції В (Рис. 2.5). Подвійну різницю (у циклах) із станцій А, В на супутники i, j в епоху t , можна записати:

$$\begin{aligned} \phi_{AB}^{ij} (R_2 - R_1, t_1) = \\ = \frac{f}{c} \left[\rho_A^i (R_1, t_1) - \rho_A^j (R_1, t_1) - \rho_B^i (R_2, t_1) + \rho_B^j (R_2, t_1) \right] + N_{AB}^{ij} (t_1). \end{aligned} \quad (2.13)$$

Якщо виконується обмін антенами, то в епоху t_2 антена A_1 встановлюється на станції В, а антена A_2 - на станції А, і записуються відповідні виміри. Тоді, для епохи t_2 подвійна різниця рівна:

$$\begin{aligned} \phi_{AB}^{ij} (R_2 - R_1, t_2) = \\ = \frac{f}{c} \left[\rho_B^i (R_1, t_2) - \rho_B^j (R_1, t_2) - \rho_A^i (R_2, t_2) + \rho_A^j (R_2, t_2) \right] + N_{AB}^{ij} (t_1). \end{aligned} \quad (2.14)$$

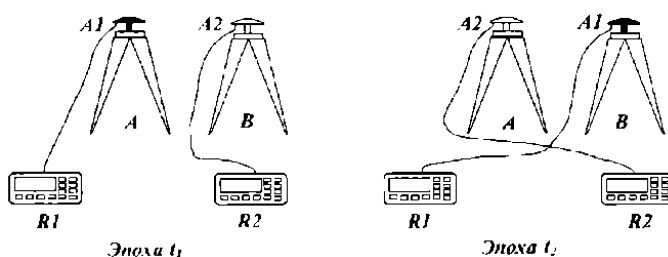


Рис. 2.5. Ініціалізація шляхом обміну позиціями антен приймачів

Віднімання спостережень двох епох дає:

$$\begin{aligned} \phi_{AB}^{ij}(R2 - R1, t_2) - \phi_{AB}^{ij}(R2 - R1, t_1) &= \frac{f}{c} \left[-\rho_A^i(t_2) + \rho_A^j(t_2) + \right. \\ &+ \rho_B^i(t_2) - \rho_B^j(t_2) - \rho_A^i(t_1) + \rho_A^j(t_1) + \rho_B^i(t_1) - \rho_B^j(t_1) \left. \right] \approx \\ &\approx 2 \frac{f}{c} \left[-\rho_A^i(t_2) + \rho_A^j(t_2) + \rho_B^i(t_2) - \rho_B^j(t_2) \right]. \end{aligned} \quad (2.15)$$

Помітимо, що відповідні топоцентричні дальності мають в (2.15) один і той же знак. Із-за безперервного руху супутників ці відстані змінюються під час операції обміну антенами. Навіть якщо супутники не рухалися б взагалі, рівняння (2.15) можна вирішити для базової лінії АВ. Рішення вимагає, як завжди, спостережень не менше чотирьох супутників, що дають не менше трьох рівнянь, які вирішуються для положення пункту В при фіксованій станції А. Як тільки положення приймача В відомо, невизначеності виходять з рівнянь (2.11).

Корисно порівняти (2.15) з рішенням по потрібних різницях, якби антени не переставлялися. Для лінії АВ потрібна різниця рівна:

$$\begin{aligned} \phi_{AB}^{ij}(t_1, t_2) &= \frac{f}{c} \left[\rho_A^i(t_2) - \rho_A^j(t_2) + \rho_B^i(t_2) - \rho_B^j(t_2) - \right. \\ &- \rho_A^i(t_1) + \rho_A^j(t_1) + \rho_B^i(t_1) - \rho_B^j(t_1) \left. \right]. \end{aligned} \quad (2.16)$$

Відповідні топоцентричні відстані в (2.16) мають протилежні знаки, і для короткого періоду часу різниці цих відстаней прагнуть до нуля, тоді як в рівнянні (2.15) ці відстані складаються [Hofmann - Wellenhof, Remondi, 1988].

Якість кінематичного рішення по GNSS, як завжди, залежить від геометрії супутникового рішення і числа супутників. Чим більше супутників, тим більш жорстке рішення. Оскільки сузір'я супутників добре передбачуване заздалегідь, і оскільки положення супутників заздалегідь відомі, можна моделювати точність визначення заздалегідь, обчислюючи коваріаційну матрицю положення станції (чи вектору від фіксованого до рухомого приймача) на основі вибору супутників і часу спостережень на станції. Аналогічно PDOP, який особливо популярний в навігації, К. Гоадом було введено поняття RDOP (Relative dilution of precision) :

$$RDOP = [Trace(\mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{A})^{-1}]^{1/2}, \quad (2.17)$$

де P - безрозмірна вагова матриця подвійних різниць; A - матриця плану, що складається з приватних похідних по компонентах базової лінії. Розмірність RDOP - цикли на метр [Leick, 1995].

2.3. Методика зв'язку між системами координат в будівництві

Використовувані системи координат при будівництві мають бути визначені вже в початковий період будівництва і показані в проекті виробництва геодезичних робіт.

Прив'язки окремих елементів будівлі або споруди мають бути дані відносно осей у встановленій для цього об'єкту будівельній системі координат.

При застосуванні супутникової технології необхідно знати координати точок конструкцій, що виносяться в натуру, але не в системі координат WGS - 84, а в локальній (будівельній) системі координат, де осі X, Y паралельні осям будівлі, а вісь Z спрямована уздовж прямовисної лінії. Крім того, в початковий період будівництва для посадки об'єкту на запроєктованій території в межах вказаних червоних ліній, координати точок зовнішньої розбивочної основи задаються в загальноміській системі координат.

При використанні методів класичної геодезії, роботи виконують за наступною схемою, (Рис.2.6):



Рис. 2.6. Схема переходу до будівельної системи координат при застосуванні класичних методів в геодезії

Під час зведення споруди з використанням GNSS методів, роботи необхідно виконувати за наступною схемою, (Рис. 2.7):

При використанні GNSS технологій для задач геодезичного забезпечення будівництва постає задача врахування відмінностей застосованих відлікових поверхонь та систем координат.

Як відомо вимірювання супутниковими методами виконується на еліпсоїді WGS-84 осі якого співпадають з осями геоцентричної системи координат ITRF (початок в центрі мас Землі, вісь Z спрямована на північний полюс, площина XZ проходить через Грінвічську обсерваторію) (Рис. 2.8).

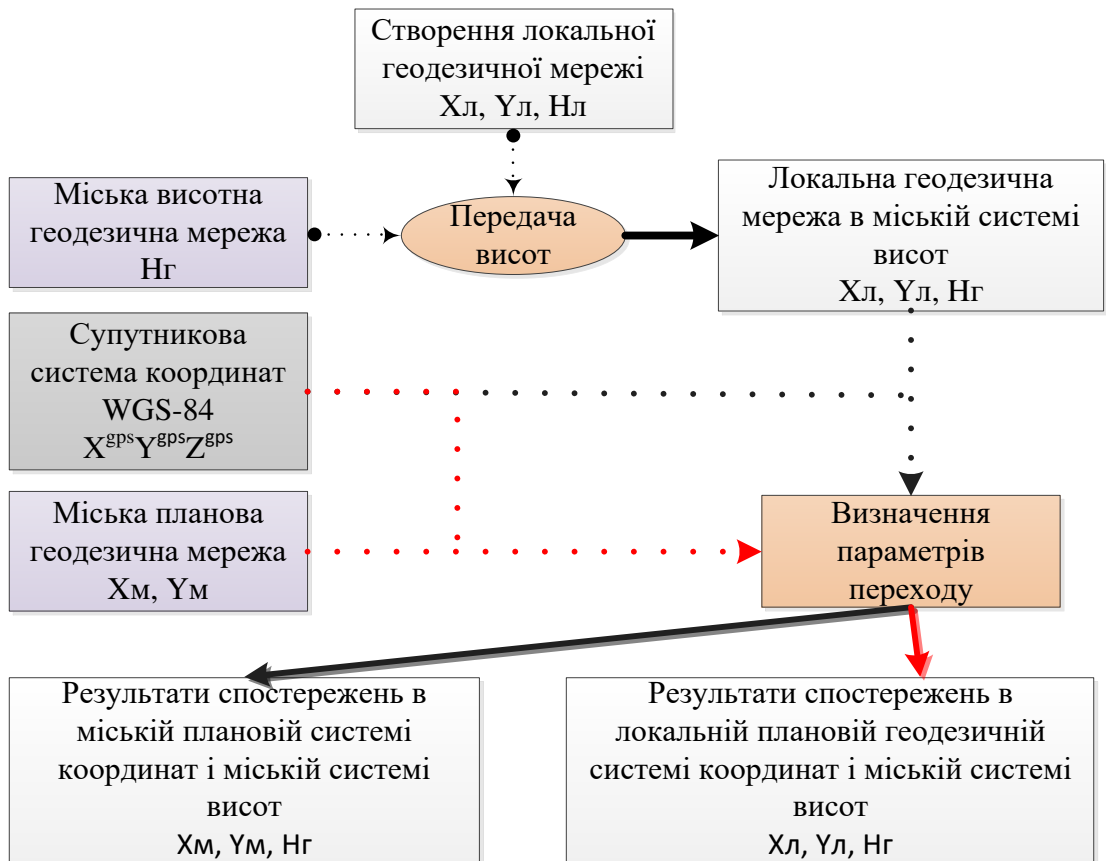


Рис. 2.7. Схема переходу до будівельної системи координат при застосуванні GNSS методів

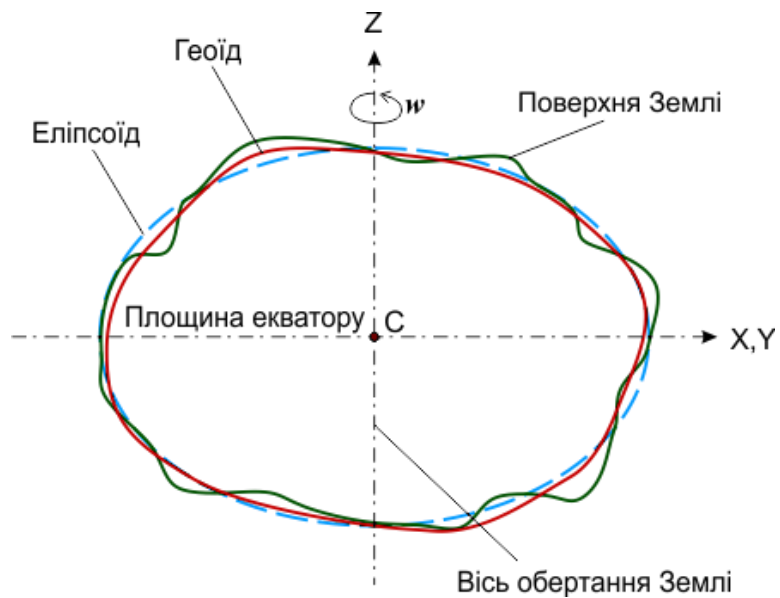


Рис. 2.8. Геоцентрична система координат ITRF і розташування еліпсоїда WGS-84 для супутникових вимірювань

На будівельному майданчику роботи виконують в місцевій декартовій системі координат (x, y, H) , яку потім зв'язують з міською системою координат, яка відноситься до референс-еліпсоїда Красовського (Рис. 2.9).

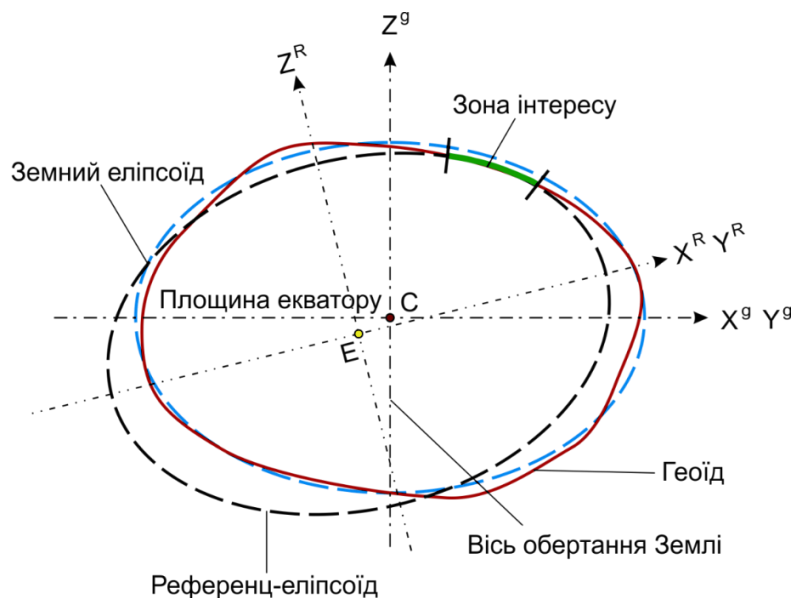


Рис. 2.9. Місцева декартова система координат на будівельному майданчику та її зв'язок із міською системою координат на основі еліпсоїда Красовського

Для більш наглядного розуміння відмінностей застосованих систем координат виконано типізацію систем координат по основним параметрам і приведено в вигляді схеми (Рис. 2.10) та таблиці (Табл. 2.6).

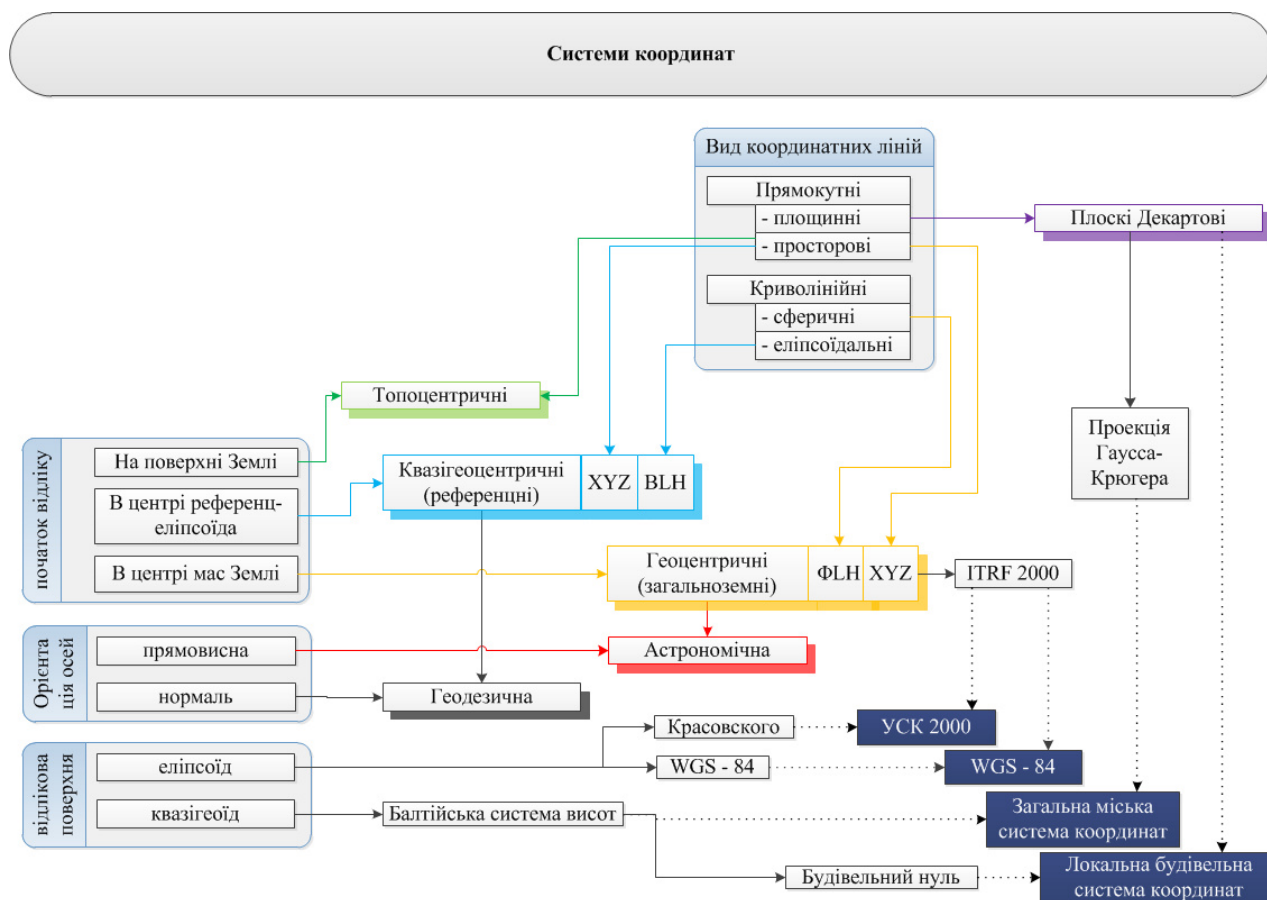


Рис. 2.10. Зв'язок систем координат

Таблиця 2.6 . Властивості систем координат

Назва	Властивості
УСК 2000	Геоцентрична система координат ITRF 2000 Відлікова поверхня - еліпсоїд Красовського Нормальні висоти H_U
Супутникова система координат WGS-84	Геоцентрична система координат ITRF 2000 Відлікова поверхня - еліпсоїд WGS 84 Нормальні висоти H_U
Загальна міська система координат	Прямокутна система координат в проекції Гаусса-Крюгера з визначеними осьовим меридіаном Балтійська система висот (геодезичні висоти) H_B
Локальна будівельна система координат	Прямокутна Декартова система координат Балтійська система висот (H_B) із зміщенням початку в нуль будівельного майданчика

Також необхідно враховувати, що еліпсоїд WGS-84 являє собою 3D координатний датумом, тобто в ньому кожна точка характеризується довготою, широтою і відповідною висотою, а референт-еліпсоїд Красовського 2D систему внаслідок того, що до впровадження GNSS, традиційні методи зйомки (такі, як триангуляція) мали змогу визначити тільки горизонтальні координати реперних (контрольних) точок, тобто широту і довготу. Вертикальний вимір завжди визначався окремо. Висоти визначалися щодо середнього рівня океану за допомогою методів альтиметрії (за показаннями барометра), а вертикальні опорні мережі визначалися, вимірювалися і зрівнювалися окремо від горизонтальних опорних мереж.

За умови впровадження GNSS технологій на будівельному майданчику, необхідно знати чіткий алгоритм переходу від супутникових систем координат до локальної геодезичної системи координат будівельного майданчику.

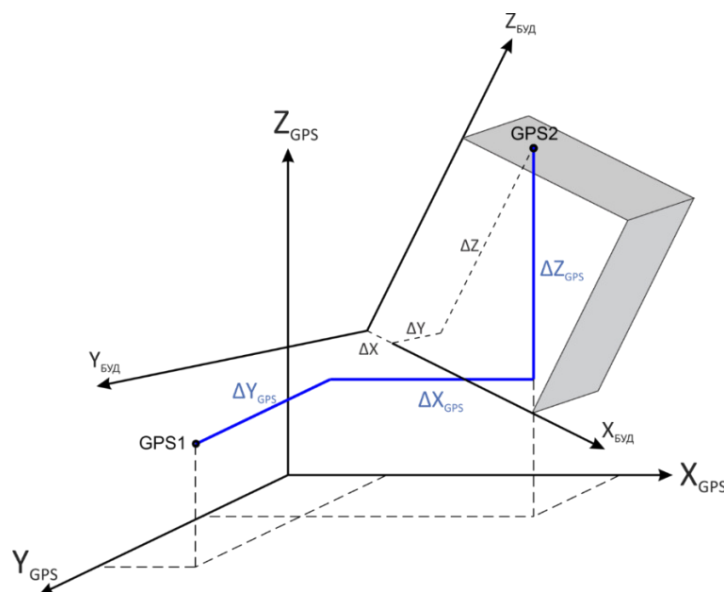


Рис. 2.11. Зв'язок будівельної і супутникової систем координат

де, GNSS – система координат інженерно-геодезичної мережі, що створена засобами GNSS. (зовнішня геодезична мережа)

БУД- система координат, що задається внутрішньою геодезичною мережею.

$\Delta X_{GNSS}, \Delta Y_{GNSS}, \Delta Z_{GNSS}$ – прирости координат точки на монтажному горизонті в супутниковій системі координат

$\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$ - прирости координат точки на монтажному горизонті в будівельній системі координат

Таким чином, є декілька системи координат, але на увесь період будівництва зручно вибрати і працювати лише з однією системою. У зв'язку з цим виникає завдання перетворення координат, тобто визначення параметрів переходу від однієї системи координат до іншої.

Геодезистові, що займається супутниковими технологіями, доводиться стикатися з двома видами координатних перетворень :

1. Використання опублікованих параметрів перетворення,
2. Перетворення через визначення відповідних параметрів
 - проведення розрахунків в програмному забезпеченні виробника GNSS продукції
 - використання окремих прикладних програмних продуктів
 - виконання математичних розрахунків на основі теоретичного обґрунтування засобами MatLab та інш.

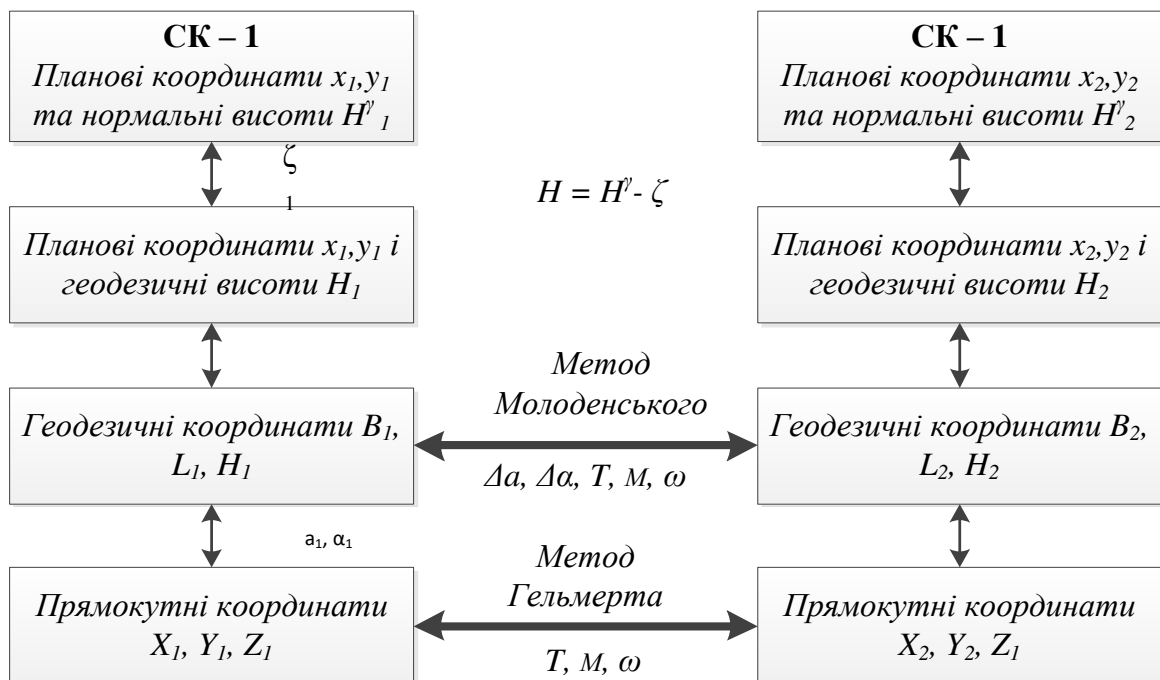


Рис. 2.12. Можливі координатні перетворення при об'єднанні класичних і супутникових методів побудови мереж

Іноді ці два види перетворень називають глобальним і локальним перетвореннями, і відповідно, параметри перетворення називають глобальними і локальними параметрами. Перетворення пов'язані з використанням різних систем координат при застосуванні різних за принципом роботи геодезичного забезпечення.

Необхідність у використанні різних координатних систем в супутникових технологіях стає зрозумілою, якщо врахувати, що для обчислення орбіт супутників, прогнозування їх руху використовуються одні системи координат, для визначення координат пунктів в процесі спостережень використовуються інші системи, а для використання отриманих координат при рішенні різних прикладних завдань потрібно абсолютно інші системи.

Зв'язок WGS-84 з місцевою будівельною системою координат

Як відомо, визначення координат пунктів GNSS методами виконується в загально-земній геоцентричній системі координат WGS-84.

Початок і осі WGS-84 визначаються наступним чином:

- початок координат - центр мас Землі;
- вісь Z - спрямована на Міжнародне умовне початок СІО, як це встановлено Міжнародним Бюро часу ВІН;
- вісь X - перетин площині вихідного меридіана WGS-84 і площини екватора, при цьому в якості вихідного меридіана приймається нульовий меридіан, визначений ВІН;
- вісь Y - доповнює правобічну ортогональну систему координат з початком в центрі Землі і прив'язану до Землі (ECEF); вона розташована в площині екватора під кутом 90° на схід від осі X .

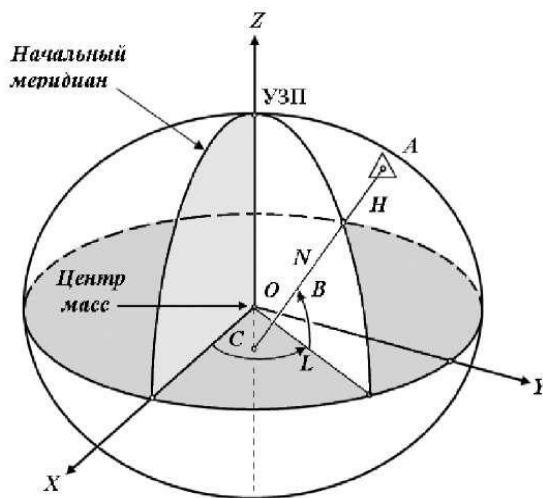


Рис. 2.13. Геоцентрична земна система координат

WGS-84 являє собою прив'язану до Землі глобальну опорну систему, включаючи модель Землі, і визначається набором основних і допоміжних параметрів.

Основні параметри визначають форму земного еліпсоїда, його кутову швидкість і масу Землі, яка включена в еліпсоїд.

Допоміжні параметри детально визначають модель земного тяжіння (EGFM), ступінь і порядок якої рівні $n = m = 180$. Дану модель застосовується для розрахунків висот над геоїд в системі WGS-84, компонентів порушення тяжіння WGS-84 і середніх гравітаційних аномалій $1''$ WGS-84 шляхом розкладання на сферичні гармонічні функції. Розкладання такого ступеня та порядку необхідні для точного моделювання змін гравітаційного поля Землі на її поверхні і поблизу неї.

За останні 15 років сама система пережила три етапи покращення. У січні 2002 року відбувся третій етап удосконалення WGS84 за результатами якого розбіжність із координати системи ITRF становить на рівні 5 см.

Як наслідок, для більшості практичних застосувань, немає ніякої різниці між WGS84 або ITRF. Еліпсоїд WGS84 ($a = 6378137$ м, $1 / F = 298,257223563$) збігається з еліпсоїдом GRS80 на міліметровому рівні.

Для того, щоб визначити параметри перетворення необхідно, щоб в двох системах координат були відомі координати ряду суміжних пунктів. Оптимальним розташуванням суміжних пунктів є їх рівномірне розташування по всій території будівельного майданчика. Ґрунтуючись на тому, що розмір майданчика будівництва в середньому складає 100×100 м можна вважати, що застосовані системи координат прямокутні і довільно орієнтовані один по відношенню до одного, причому загальноміська і будівельна системи - топоцентричні, а WGS - 84 - геоцентрична.

Завдання формуються таким чином: є координати пунктів в двох системах координат : WGS - 84 і будівельній системі координат. Необхідно вичислити елементи розвороту і зрушення по осях координат. Загальне перетворення описується співвідношенням, де кожен єдиний пункт дозволяє скласти наступне рівняння:

$$\begin{bmatrix} x_c \\ y_c \\ z_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} x_{WGS} \\ y_{WGS} \\ z_{WGS} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta x \\ \Delta y \\ \Delta z \end{bmatrix} \quad (2.18)$$

де r_{WGS} - вектор координат пункту в системі WGS-84

$$\begin{bmatrix} x_{WGS} \\ y_{WGS} \\ z_{WGS} \end{bmatrix} \quad (2.19)$$

Ортогональна матриця Π розвороту системи координат

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{bmatrix} \quad (2.20)$$

Δr – вектор зсуву системи координат

$$\begin{bmatrix} \Delta x \\ \Delta y \\ \Delta z \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

Ортогональна матриця Π розвороту систем координат є твором матриць послідовного повороту R_1 , R_2 , R_3 :

$$\Pi = R_3 \cdot R_2 \cdot R_1 \quad (2.22)$$

Π містить 9 елементів a_{ij} , кожен з яких виражається через 3 кути розвороту відповідних осей координатних систем. Виразимо ці кути через широту B , довготу L і азимут A (Рис. 2.14).

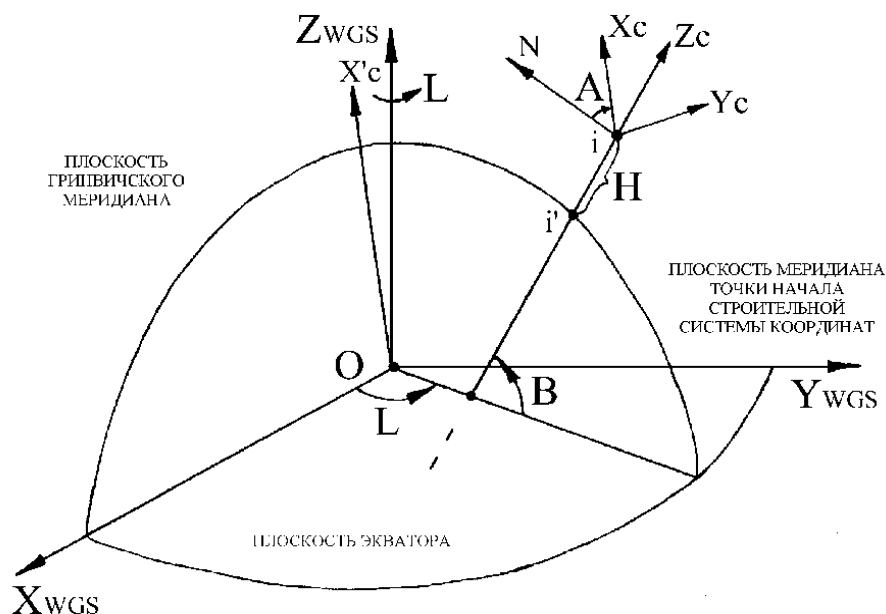


Рис. 2.14. Кути розвороту систем координат

Координати будь-якого пункту в цій системі, окрім декартових координат можна задати і через еліпсоїдні геодезичні координати B, L, H . Тут слід зауважити, що фактично геодезичні висоти пунктів ми не знаємо, тому використовуємо норрисьні висоти, вважаючи що для пунктів на локальній ділянці аномалії сили тяжіння трохи розрізняються між собою.

Перемноживши матриці розвороту систем координат

$$R_1 = \begin{bmatrix} \cos L & \sin L & 0 \\ -\sin L & \cos L & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad R_2 = \begin{bmatrix} \cos \theta & 0 & \sin \theta \\ 0 & 1 & 0 \\ -\sin \theta & 0 & \cos \theta \end{bmatrix} \quad R_3 = \begin{bmatrix} \cos \delta & \sin \delta & 0 \\ -\sin \delta & \cos \delta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

, де $\theta = 90^\circ - B$, $\delta = 180^\circ - A$ (2.23)

отримаємо 9 елементів a_{ij} ортогональної матриці Π . Таким чином, перетворення координат здійснюється з використанням шести параметрів - це три кути розвороту і три елементи зрушення початку координат. Якщо наближені значення параметрів невідомі, можливий наступний метод їх знаходження.

Нехай є n єднальних пунктів. Для усіх пунктів спочатку візьмемо координату X і складемо систему рівнянь :

$$\begin{cases} x_{c_1} = a_{11}x_{WGS_1} + a_{12}y_{WGS_1} + a_{13}z_{WGS_1} + \Delta x \\ x_{c_2} = a_{11}x_{WGS_2} + a_{12}y_{WGS_2} + a_{13}z_{WGS_2} + \Delta x \\ \dots \\ x_{c_n} = a_{11}x_{WGS_n} + a_{12}y_{WGS_n} + a_{13}z_{WGS_n} + \Delta x \end{cases} \quad (2.24)$$

З цієї системи по методу найменших квадратів визначимо першу строчку ортогональної матриці Π , а саме елементи a_{11}, a_{12}, a_{13} і Δx

Далі введемо вектор невідомих $\bar{X} = \begin{bmatrix} a_{11} \\ a_{12} \\ a_{13} \\ \Delta x \end{bmatrix}$, і матрицю коефіцієнтів A

$$A = \begin{bmatrix} x_{WGS_1} & y_{WGS_1} & z_{WGS_1} \\ x_{WGS_2} & y_{WGS_2} & z_{WGS_2} \\ \dots & \dots & \dots \\ x_{WGS_n} & y_{WGS_n} & z_{WGS_n} \end{bmatrix}. \text{ Вектор вільних членів } L, \text{ складатиметься з координат пунктів в}$$

$$\text{будівельній системі } \bar{L} = \begin{bmatrix} x_{c_1} \\ x_{c_2} \\ \dots \\ x_{c_n} \end{bmatrix}. \text{ Вектор поправок: } \bar{V}_x = \begin{bmatrix} v_{1x} \\ v_{2x} \\ \dots \\ v_{nx} \end{bmatrix} - \text{це міра розузгодження цих}$$

систем координат. Тепер під умовою $\sum_1^n v_{ix}^2 = \min$ (чи у векторній формі: $\bar{V}^T \bar{V} = \min$)

отримуємо невідомі: $\bar{X} = (A^T A)^{-1} A^T \bar{L}$.

Також складаються рівняння по координатах Y і Z і знаходять величини a_{21}, a_{22}, a_{23} Δy , a_{31}, a_{32}, a_{33} і Δz . Слід підкреслити, що у цих систем рівнянь буде одна і та ж матриця коефіцієнтів і для знаходження елементів a_{ij} ортогональної матриці Π і елементів вектору зрушення систем координат потрібно мінімум 4 єднальні пункти. Далі через знайдені наближені значення елементів a_{ij} можна знайти наближені значення кутів повороту. Маючи апріорні значення шести параметрів, для кожної єднальної точки можна написати наступне рівняння поправок :

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial X_c}{\partial L} & \frac{\partial X_c}{\partial Q} & \frac{\partial X_c}{\partial \delta} & \frac{\partial X_c}{\partial X_o} & \frac{\partial X_c}{\partial Y_o} & \frac{\partial X_c}{\partial Z_o} \\ \frac{\partial Y_c}{\partial L} & \frac{\partial Y_c}{\partial Q} & \frac{\partial Y_c}{\partial \delta} & \frac{\partial Y_c}{\partial X_o} & \frac{\partial Y_c}{\partial Y_o} & \frac{\partial Y_c}{\partial Z_o} \\ \frac{\partial Z_c}{\partial L} & \frac{\partial Z_c}{\partial Q} & \frac{\partial Z_c}{\partial \delta} & \frac{\partial Z_c}{\partial X_o} & \frac{\partial Z_c}{\partial Y_o} & \frac{\partial Z_c}{\partial Z_o} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} dL \\ d\theta \\ d\delta \\ d\Delta x \\ d\Delta y \\ d\Delta z \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} l_x \\ l_y \\ l_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} v_x \\ v_y \\ v_z \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

У рівнянні поправок l_x, l_y, l_z є вільними членами, причому $l_x = X_c - X_c^{(0)}$, $l_y = Y_c - Y_c^{(0)}$, $l_z = Z_c - Z_c^{(0)}$, де $X_c^{(0)}, Y_c^{(0)}, Z_c^{(0)}$ обчислюються по наближених значеннях параметрів і при цьому повинні їм точно відповідати. v_x, v_y, v_z - поправки в координати X_c, Y_c, Z_c , які визначаються при надмірному числі загальних точок під умовою, : $\bar{V}^T \bar{V} = \min$, де \bar{V} -вектор поправок.

Приватні похідні обчислюються по наближених значеннях параметрів. Позначимо вектор поправок до апріорних параметрів через $\Delta \bar{X}$, а вектор апріорних значень через $\Delta \bar{X}^0$. Подальші обчислення виконуються методом ітерацій з уточненням невідомих :

$$\bar{X}^{(k+1)} = \bar{X}^{(k)} + \Delta \bar{X}^{(k)} \quad \Delta \bar{X} = (A^T A)^{-1} A^T \bar{L} \quad (2.26)$$

де k - номер ітерації, A - матриця коефіцієнтів рівнянь поправок координат усіх загальних точок, включених в обробку, L - вектор вільних членів. Після того, як виконалася умова:

$$|\bar{X}^{(k+1)} - \bar{X}^{(k)}| < |\bar{E}| \quad (2.27)$$

де \bar{E} - вектор, що характеризує точність обчислень, ітерації закінчуються і обчислюється вектор поправок: $\bar{V} = A\Delta\bar{X} - \bar{L}$.

Таким чином, показаний можливий простіший шлях рішення задачі перетворення координат з системи WGS - 84 в будівельну систему при виконанні розбивочних робіт. На відміну від існуючих алгоритмів кути розвороту між системами координат виражені через широту, довготу і азимут, значення яких можна використовувати як наближених при переході. Алгоритм дозволяє зменшити число етапів переходу. Вважаючи, що при кожному етапі відбувається втрата точності, це рішення може підвищити точність кінцевих результатів.

Спосіб перетворення координат з застосуванням методу Молоденського

Розглянемо процедуру виконання просторового перетворення координат точок за Молоденським. Скористаємося викладом, що наведений в роботі [89]. В загальному вигляді перетворення між двома епохами спостережень записують так:

$$\begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}_{(2)} = \begin{bmatrix} \delta X \\ \delta Y \\ \delta Z \end{bmatrix} + sR(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3) \begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}_{(1)} \quad (2.28)$$

де $[X \ Y \ Z]_{(1)}^T$ – координати точки в першому циклі спостережень; $[X \ Y \ Z]_{(2)}^T$ – координати точки в другому циклі спостережень; $[\delta X \ \delta Y \ \delta Z]^T$ – компоненти вектора зсуву між системами координат першого і другого циклів; $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ – кути розвороту систем координат між першим і другим циклом спостережень; S – масштабний коефіцієнт; $R(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3)$ – матриця напрямних косинусів.

Зауважимо, що при перетворенні просторових систем координат для дослідження деформацій важливою умовою є незмінність масштабів між двома системами координат. Тому значення масштабного коефіцієнту S приймають рівним 1.

Геометричне визначення перетворення координат наведено на Рис. 2.15.

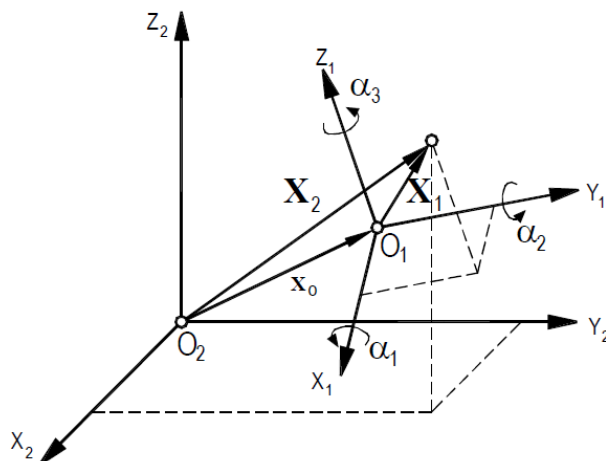


Рис. 2.15. Просторове перетворення координат

Оскільки при деформаціях значення кутів розвороту не перевищують десятків секунд, то загальна модель перетворення має наступний вигляд:

$$\begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}_{(2)} = \begin{bmatrix} \delta X \\ \delta Y \\ \delta Z \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 1 & \alpha_3 & -\alpha_2 \\ -\alpha_3 & 1 & \alpha_1 \\ \alpha_2 & -\alpha_1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}_{(1)} \quad (2.29)$$

Одним з недоліків такої моделі є сильна кореляція між визначуваними параметрами переходу від однієї системи координат до іншої. Уникнути кореляції дозволяє застосування методики перетворення координат за Молоденським [89], яка пов'язує шукані параметри з центром ваги системи координат.

$$\begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}_{(2)} = \begin{bmatrix} \bar{X} \\ \bar{Y} \\ \bar{Z} \end{bmatrix}_{(1)} + \begin{bmatrix} \delta X' \\ \delta Y' \\ \delta Z' \end{bmatrix} + R(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3) \begin{bmatrix} X - \bar{X} \\ Y - \bar{Y} \\ Z - \bar{Z} \end{bmatrix}_{(1)} \quad (2.30)$$

де $\begin{bmatrix} X & Y & Z \end{bmatrix}_{(1)}^T = \left[\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i, \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Y_i, \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Z_i \right]^T$ – координати центру ваги системи в першому

циклі спостережень; $\begin{bmatrix} \delta X' & \delta Y' & \delta Z' \end{bmatrix}^T$ – компоненти зсуву за Молоденським між першим і другим циклом.

У матричному вигляді систему рівнянь (2.26) записують:

$$X_{(2)} = \bar{\Delta}_{(1)} + \Delta X' + R X_{(1)}. \quad (2.31)$$

Припускаючи, що координати мають тільки випадкові похибки, отримаємо:

$$X_{(2)} - \varepsilon = \bar{\Delta}_{(1)} + \Delta X' + R^0 X_{(1)} \quad (2.32)$$

де ε – похибки в координатах другого циклу; $R^0 = \begin{bmatrix} r_{11}^0 & r_{12}^0 & r_{13}^0 \\ r_{21}^0 & r_{22}^0 & r_{23}^0 \\ r_{31}^0 & r_{32}^0 & r_{33}^0 \end{bmatrix}$.

Елементи матриці R є функціями трьох кутів повороту $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ і можуть бути лінеаризовані за умови відомих навколо наближених значень $\alpha_1^0, \alpha_2^0, \alpha_3^0$:

$$r_{ij} = r_{ji}(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3) = r_{ij}(\alpha_1^0 + \delta\alpha_1, \alpha_2^0 + \delta\alpha_2, \alpha_3^0 + \delta\alpha_3) \approx r_{ij}(\alpha_1^0, \alpha_2^0, \alpha_3^0) + \frac{\partial r_{ij}}{\partial \alpha_1} \delta\alpha_1 + \frac{\partial r_{ij}}{\partial \alpha_2} \delta\alpha_2 + \frac{\partial r_{ij}}{\partial \alpha_3} \delta\alpha_3 = r_{ij}^0 + e_{ij} \delta\alpha_1 + f_{ij} \delta\alpha_2 + g_{ij} \delta\alpha_3. \quad (2.33)$$

Остаточно напишемо:

$$R = R(\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3) = R^0 + E \delta\alpha_1 + F \delta\alpha_2 + G \delta\alpha_3. \quad (2.34)$$

Значення матриць у рівнянні (2.29) будуть наступними:

$$E = \begin{bmatrix} 0 & -\rho_{13}^0 & \rho_{12}^0 \\ 0 & -\rho_{23}^0 & -\rho_{22}^0 \\ 0 & -\rho_{33}^0 & \rho_{32}^0 \end{bmatrix}, \quad \Phi = \begin{bmatrix} -\sigma\alpha_2^0 \chi\sigma\alpha_3^0 & -\rho_{32}^0 \chi\sigma\alpha_3^0 & -\rho_{33}^0 \chi\sigma\alpha_3^0 \\ \sigma\alpha_2^0 \sigma\alpha_3^0 & \rho_{32}^0 \sigma\alpha_3^0 & \rho_{33}^0 \sigma\alpha_3^0 \\ \chi\sigma\alpha_2^0 & \sigma\alpha_1^0 \sigma\alpha_2^0 & -\chi\sigma\alpha_1^0 \sigma\alpha_2^0 \end{bmatrix}, \quad \Gamma = \begin{bmatrix} \rho_{21}^0 & \rho_{22}^0 & \rho_{23}^0 \\ -\rho_{11}^0 & -\rho_{12}^0 & -\rho_{13}^0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.35)$$

Отже, завдяки використанню виразів (2.32-2.33) остаточно модель набуває наступного вигляду:

$$X_{(2)} - \varepsilon = \Delta X' + (R^0 + E\delta\alpha_1 + F\delta\alpha_2 + G\delta\alpha_3)X_{(1)}. \quad (2.36)$$

У матричному вигляді рівняння (2.31) записують:

$$L_i - \varepsilon_i = A_i \cdot \delta x \quad (2.37)$$

де використано наступні позначення: $L_i = \begin{bmatrix} l_1 \\ l_2 \\ l_3 \end{bmatrix}_i = X_{(2)} - R^0 X_{(1)}$ – вектор вільних членів;

$$\varepsilon_i = \begin{bmatrix} \varepsilon_X \\ \varepsilon_Y \\ \varepsilon_Z \end{bmatrix} \text{ – вектор похибок; } A_i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & a_{14} & a_{15} & a_{16} \\ 0 & 1 & 0 & a_{24} & a_{25} & a_{26} \\ 0 & 0 & 1 & a_{34} & a_{35} & a_{36} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{X_i}^T \\ a_{Y_i}^T \\ a_{Z_i}^T \end{bmatrix} \text{ матриця коефіцієнтів}$$

рівнянь поправок; $\delta x = [\delta X \ \delta Y \ \delta Z \ \delta\alpha_1 \ \delta\alpha_2 \ \delta\alpha_3]^T$ – вектор поправок до невідомих параметрів.

Розв'язання системи рівнянь (2.37) виконують за стандартною процедурою методу найменших квадратів з оцінкою точності.

$$\delta x = (A^T P A)^{-1} A^T P L; \quad v = L - A \delta x;$$

$$\mu = \sqrt{\frac{v^T P v}{3n - 6}}; \quad m_{\delta x} = \mu^2 (A^T P A)^{-1}; \quad m_v = \mu^2 (P - A ((A^T P A)^{-1}) A^T) \quad (2.38)$$

З метою визначення відмінностей між описаними видами координатних перетворень, було виконано трансформування систем координат в середовищі Mat Lab, в програмному забезпеченні виробника GNSS продукції Leica Geo Office і в окремому спеціалізованому продукті Compute Seven Params. Для аналізу результатів було використано визначувані параметри перетворення dx, dy, dz – елементи зсуву по осям системи координат; $\oslash x, \oslash y, \oslash z$ – елементи розвороту, M – масштабний коефіцієнт.

Таблиця 2.7. Вихідні координати в першій системі координат

№	X	Y	Z
1	1254637,139	3324388,386	5278993,469
2	1273186,137	3317288,680	5279048,654
3	1261853,339	3316711,879	5282098,162
4	1256814,166	3325276,123	5277935,760
5	1219604,804	3333215,760	5281631,211

Таблиця 2.8 . Вихідні координати в другій системі координат

№	X	Y	Z
1	1254554,745	3324225,084	5279308,457
2	1273103,691	3317125,305	5279363,620
3	1261770,906	3316548,552	5282413,134
4	1256731,772	3325112,811	5278250,748
5	1219522,493	3333052,598	5281946,232

Таблиця 2.9. Результати визначення параметрів трансформування систем координат

Параметр	Compute Seven Params	MatLab	
		6 параметрів (Гельмерт)	7 параметрів (Молоденський)
dx	-99,8854	-101,3737	-99,8854
dy	-149,7533	-153,7001	-149,7533
dz	319,7223	313,4518	319,7222
φ_x	-0,161	-0,1613	-0,1613
φ_y	-0,175	-0,175	-0,175
φ_z	0,900	0,8998	0,8998
M	0,999998812	0,9998310	0,999996

Отримані результати визначення параметрів трансформування систем виконано в існуючому програмному забезпеченні Compute Seven Params та запрограмованому за наведеними алгоритмами середовищі MatLab. Аналізуючи визначені параметри трансформування систем координат можна прийти до висновку, що семи параметричне перетворення в обома способами досить точно співпадають між собою, а шести параметричне перетворення не дає змогу точно визначити параметри зміщення вздовж координатних осей.

Зв'язок Балтійської та GNSS систем висот

Різниця в значеннях висот пунктів отриманих класичними методами геодезії та GNSS методами викликана використанням різних відлікових поверхонь. В супутникових вимірюваннях визначення висоти проходить по нормалі до поверхні еліпсоїда WGS-84 а при нівелюванні в системі балтійських висот до рівня геоїда.

На попередньому етапі ми виконали перетворення координат за Молоденським, але таке перетворення по суті дає переорієнтування та підняття на необхідну відмітку еліпсоїда WGS-84. Тепер необхідно враховувати розбіжність відлікових поверхонь в супутникових та класичних геодезичних вимірюваннях.

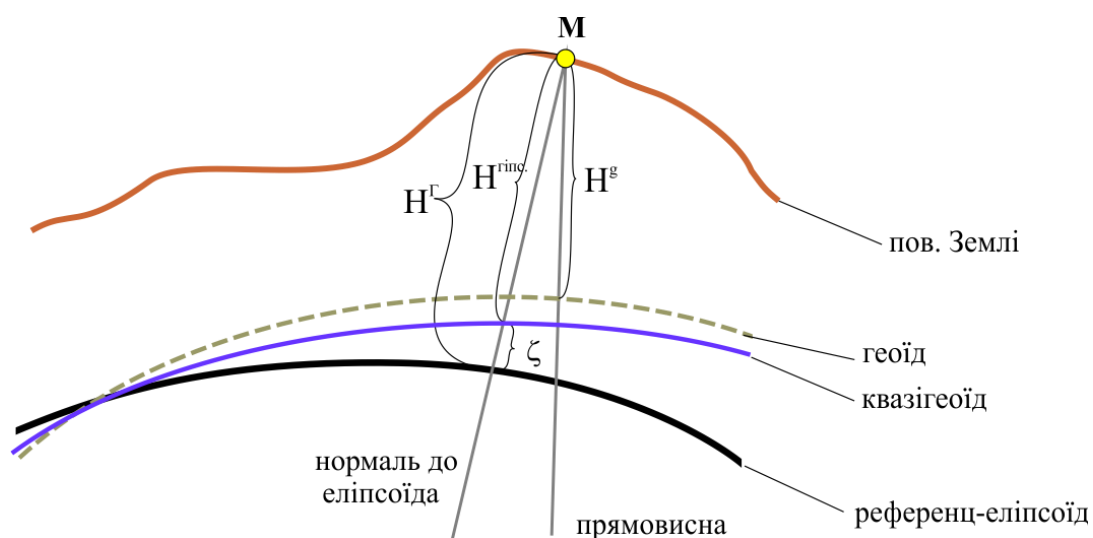


Рис. 2.16. Зв'язок гіпсометричної та геодезичної висот

де, H^{Γ} - геодезична висота (відстань від точки на поверхні по нормалі до еліпсоїда)
 ζ - геоїдальна складова висоти (складова геодезичної висоти від поверхні еліпсоїда до квазігеоїда)

$H^{\text{гінс}}$ – гіпсометрична висота (складова геодезичної висоти від точки на поверхні до поверхні квазігеоїда)

H^g - ортометрична висота (відстань від геоїда до точки на поверхні по прямовисній лінії)

H^{ν} – нормальна висота (відповідає суті гіпсометричної висоти)

З огляду на невелику територію будівельного майданчика, в межах зовнішньої геодезичної основи можна спростити моделі квазігеоїда та референц-еліпсоїда до плоских поверхонь та прийняти що поверхня геоїда і квазігеоїда співпадають.

Врахувати значення ухилення прямовисних ліній на будівельному майданчику можна наступними методами:

1. Проведення гравіметричної зйомки на території будівництва.
2. Використання моделі геоїда EGM-2008.
3. Локальні спостереження.

Виконання гравіметричних зйомок переважно застосовують при будівництві унікальних об'єктів, в силу того, що такий підхід потребує використання додаткового дорогого обладнання і спеціалізованих кадрів для виконання такого роду робіт та обробки їх результатів

Існуючу сьогодні математичну модель геоїда EGM-2008, яка за результатами численних досліджень досить точно співпадає з поверхнею геоїда. Такий підхід більш доцільно використовувати на великих територіях, так як опубліковані матеріали містять власне модель EGM2008 у вигляді коефіцієнтів сферичних гармонік і обчислені аномалії висот геоїда з роздільною здатністю 1'x1' для Європи і 2,5'x2,5' для інших країн, України в тому числі.

Локальні спостереження є найбільш доцільним методом і полягає в наступному:

1. На території будівельного майданчика методами GNSS спостережень створюють зовнішню геодезичну мережу з визначенням геодезичних висот H^{Γ} .
2. На створену зовнішню геодезичну мережу передають позначки H^{ν} від пунктів нівелірної мережі методами класичної геодезії.
3. По отриманим значенням H^{ν} і H^{Γ} будують поверхні нормальних і геодезичних висот відповідно.
4. Будується поверхня поправок, як результат різниці поверхонь H^{ν} і H^{Γ} , яка потім загрузається в відповідне GNSS обладнання.
5. Подальші результати GNSS спостереження, в межах зовнішньої геодезичної мережі, отримуватимемо в системі нормальних висот.

2.4. Методика виконання робіт при побудові геодезичної основи GNSS методами

При побудові геодезичної основи споруди GNSS методами необхідно вирішити наступні задачі:

- особливості геометричної побудови мережі
- графік спостережень
- час спостережень на станції, що забезпечить необхідну точність вимірювання.

- режим роботи супутникових приймачів
- розташування GNSS приймача

З метою отримання точних координат, приймач необхідно розташовувати на відкритих ділянках, що гарантуватимуть видимість хоча б 6-ти супутників.

З метою отримання неспотвореного сигналу, антену потрібно розташувати так, щоб кут захвату сигналу приймачем був симетричний відносно центра антени.

Антену закріплюються на опорі або штативі. При використанні штатива GNSS пункт закріплюється за допомогою геодезичного знаку типу УДК15 або спрощеної версії УДК5С, що гарантують стабільне положення пункту. Також слід звернути увагу на калібрування штатива. Геодезична зйомка буде точною лише в тій мірі, з якою геодезист може зцентрувати антену над маркером. Найкращий спосіб уникнути цієї проблеми полягає в застосуванні подвійних колімаційних підставок.

Під час виконання GNSS вимірювань має місце зсув фазового центру антени, що зумовлений різницею геометричного і фазового центрів антени. Ця проблема фактично усувається шляхом встановлення всіх антен в одному і тому ж напрямку. У режимі геодезичної зйомки вимірюються різниці між точками, тому будь-який систематичний зсув буде усунений завдяки однаковій орієнтації антен.

Вимірювання положення фазового центру антени над маркером є важливим аспектом, на який часто не звертають уваги. Досвід показує, що вимірювання висоти антени є єдиною найбільшою проблемою під час геодезичної GNSS-зйомки, яка спричиняє найбільшу кількість похибок. Щоб уникнути цієї проблеми (якщо використовуються штативи), найкраще виконувати вимірювання висоти антени двічі - перед та після геодезичної зйомки. Деякі виробники виготовляють спеціальні стрижні для полегшення вимірювання висоти антени. Працюючи зі штативами, установку того штатива, який знаходиться в точці перекриття або в повторюваній точці, слід змінити між двома сесіями, змінюючи його висоту над точкою.

Дуже часто вимірювання вертикальної висоти антени вимірюють до Маркера (Рис. 2.17), що не є вірно. При вертикальному вимірюванні висоти антени слід виміряти висоту до ARP (Antenna reference point), котра нижче маркера на величину $A - C$.

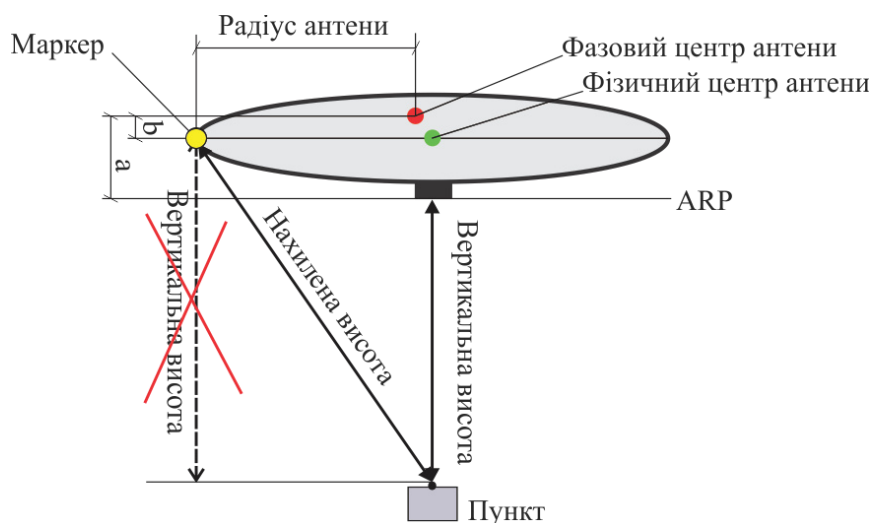


Рис. 2.17. Невірне вимірювання висоти до маркера та правильне вимірювання до Antenna Reference Point (ARP)

a - відстань від ARP до фазового центра антени;

b – відстань від маркера до фазового центру антени;

Необхідно виконати калібрування приймача, для чого проводиться вимірювання нульової бази. Це вимірювання здійснюється шляхом з'єднання двох чи більше приймачів з антеною. При цьому слід дотримуватись обережності і застосовувати спеціальний пристрій, який заблокує подавану на антену напругу від усіх приймачів, крім одного. Також повинен використовуватись відгалужувач сигналів, щоб розділити вхідний сигнал для кількох приймачів. Спостерігається нормальна сесія (60 хв), і база обчислюється звичайним способом. Оскільки використовується одна антенна, то компоненти баз повинні бути нульовими. Це вимірювання по суті перевіряє функціонування електричних кіл приймача та електронних компонентів; воно є зручним, незалежним від систематичних зсувів антени методом виявлення та усунення несправності приймача. Тестування нульової бази також є єдиним методом задовольнити вимоги інструкцій щодо калібрування устаткування.

Особливості геометричної побудови мережі

При створенні і реконструкції геодезичних мереж з використанням супутникових приймачів в більшості публікацій рекомендовані наступні методи вимірювання:

- променевий метод - пункти мережі, що визначають, координуються з одного із опорних пунктів;
- мережевий метод - виміри виконуються на кожній лінії або на кожному пункті мережі.

До недоліків променевого методу побудови мережі слід віднести недостатню надійність критеріїв оцінки точності визначуваних координат. В зв'язку з цим відмітимо, що на практиці інколи до таких побудов застосовують оцінювання, що базуються на аналізі замкнутих геометричних побудов. Таке оцінювання не завжди виявляються коректним. Так, наприклад, в трикутнику, утвореному пунктами, на яких виконувалися одночасні супутникові спостереження, нев'язки різниць координат між пунктами, за визначенням, незалежно від потенційних точностних супутникових методів мають бути рівними нулю. Якщо ж в окремих випадках при обчисленнях і спостерігаються нев'язки, що відрізняються від нульових, то ці відмінності обумовлені, як правило, несприятливими умовами спостережень супутників і недосконалістю методів обробки результатів спостережень. Такі критерії недостатньо об'єктивно відображають реальну точність координат визначуваних пунктів.

Реальним контролем при променевому методі є незалежний контроль вимірювання на визначуваних пунктах, наприклад, іншими засобами вимірювання, від інших вихідних пунктів, між визначуваними пунктами і ін.

Критерії точності і надійності спроектованої мережі збільшуються в разі організації мережевих вимірювань першим або другим способом - виконання вимірів на кожній лінії або на кожному пункті мережі. Проте використання одного незалежного референцного пункту обумовлює необхідність додаткових контролів незалежними методами, які по точності можуть виявитися недостатніми.

Суттєво підвищуються критерії точності і надійності спроектованої мережі у випадку організації мережевих або повторних вимірювань при використанні в мережі не одного, а декількох референцних пунктів. Однак безпосереднє включення в мережу декількох незалежних референцних пунктів обумовлює необхідність того, щоб різниця координат між

ними була точніше за ту, яка характерна для різниці координат визначуваних пунктів. Та забезпечити виконання цієї умови на практиці дуже важко.

Для вирішення виявлених проблем існує компромісне рішення, що зводиться до побудови двох рангової (а в загальному випадку і багато рангової) мережі. При цьому на першому етапі вибирається лише один вихідний референційний пункт, навколо якого створюється за посиленою програмою декілька взаємопов'язаних між собою другорядних референційних пунктів (каркасна мережа). На другому і подальших етапах побудови такої мережі визначається решта всіх пунктів, причому в кожному сеансі спостережень супутникові приймачі встановлюються як на декількох рядових пунктах мережі, так і не менше чим на двох взаємопов'язаних референційних пунктах.

Схеми геодезичних мереж, що рекомендуються, для кожного методу вимірів приведені на Рис. 2.18. - Рис. 2.21. Слід зазначити, що максимальна точність геодезичних побудов досягається лише при мережевому методі вимірювання. В залежності від необхідної точності створюваної мережі застосовують один з наступних режимів вимірювання:

- статичний режим (Static);
- прискорений статичний режим (Rapid Static);
- режим вимірювань з поверненням (Reoccupation).

Режими вимірювань «стій - іди» (Stop&go) і кінематичний (Kinematic) для вимірювань в геодезичних мережах не рекомендуються і можуть застосовуватися лише при топографічній зйомці.

Окрім геометричних параметрів побудови мережі і рекомендованих методів виконання вимірювання існують і технологічні особливості створення супутникових геодезичних мереж. Оскільки супутникові геодезичні приймачі є одночасно і віддалемірами з паспортною точністю $3-5 \text{ мм} + 0,5 - 2 \text{ мм} \cdot Z$, і системами визначення координат, точність яких фірмами виробниками не регламентується, то залежно від технології вимірювання може бути отримана різна кінцева точність мережі.

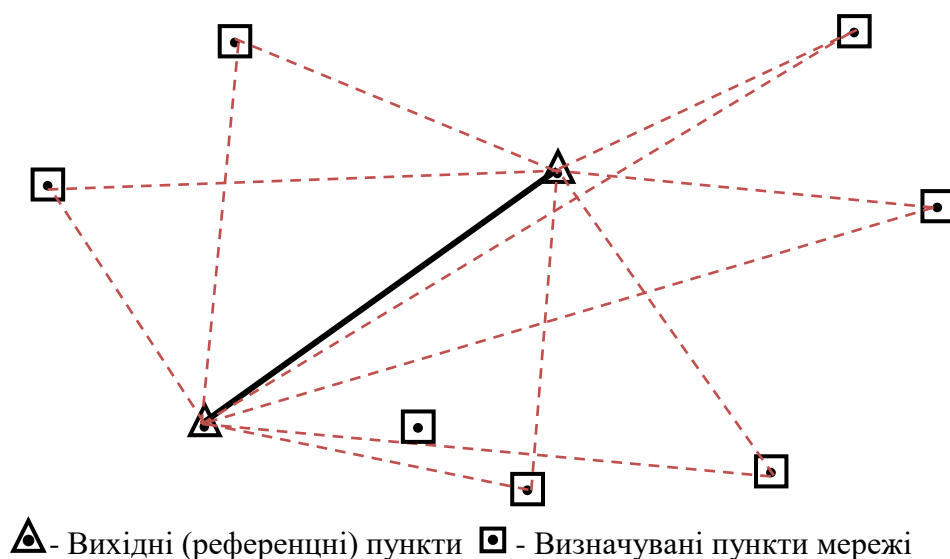
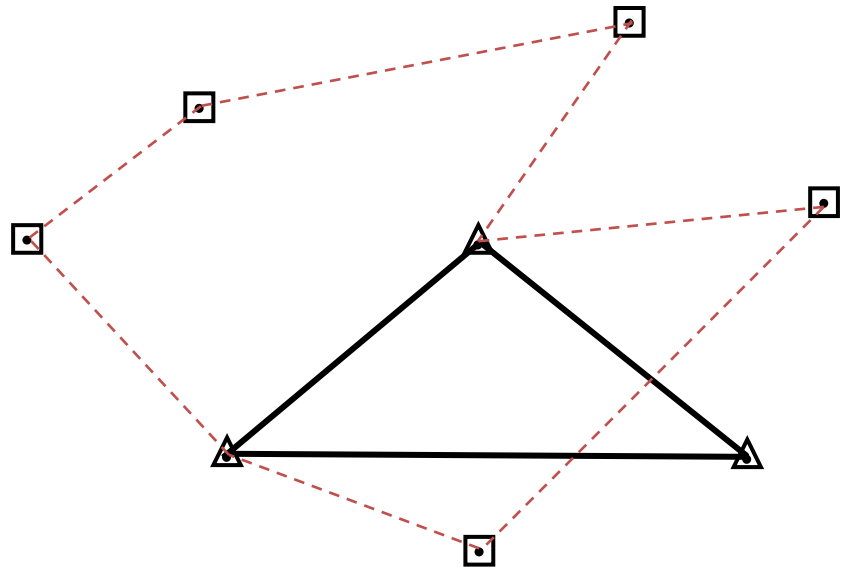
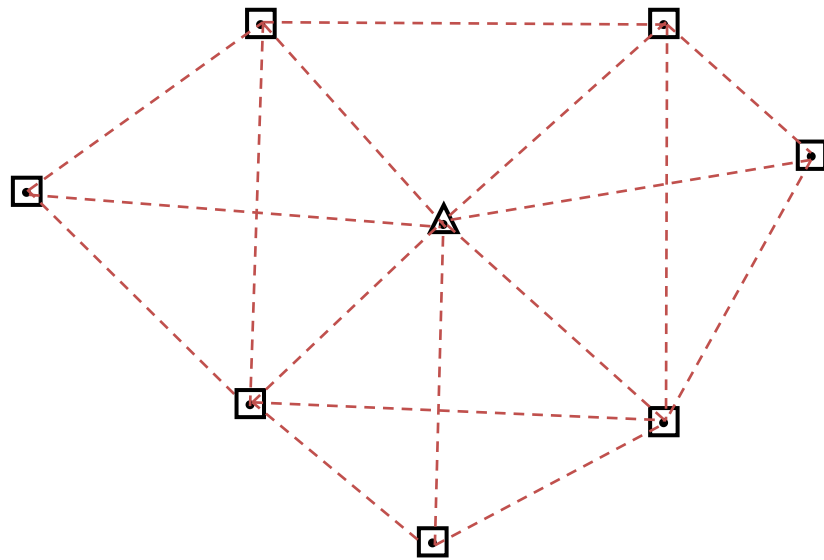


Рис. 2.18. Променевий метод вимірювання з контролем (1)



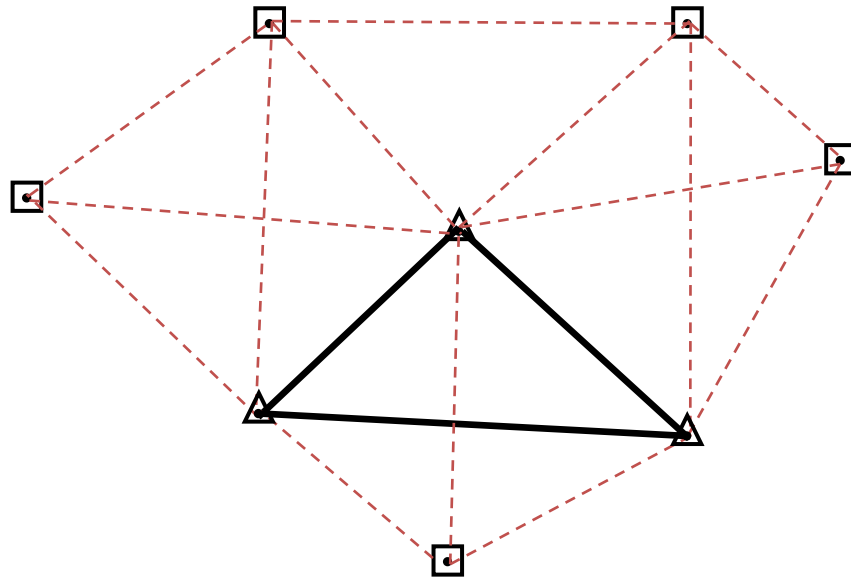
▲ - Вихідні (референсні) пункти ■ - Визначувані пункти мережі

Рис. 2.19. Променевий метод вимірювання з контролем (2)



▲ - Вихідні (референсні) пункти ■ - Визначувані пункти мережі

Рис. 2.20. Мережвий метод вимірювання (однорангова мережа)



▲ - Вихідні (референсні) пункти ◻ - Визначувані пункти мережі

Рис. 2.21. Мережевий метод вимірювання (багато рангова мережа)

На практиці застосовують дві основні технології:

- повторних вимірювань на пунктах, при якій задається кількість обов'язкових повторних вимірювань на кожному пункті мережі;
- обов'язкового виміру кожної лінії мережі.

Мінімальна кількість сеансів спостережень N для мережі з кількістю пунктів S при використанні R приймачів при кількості повторних вимірювань M і кількості спільно використовуваних приймачів в попередньому і подальшому сеансах O визначається для першої технології за наступною формулою:

$$N = \frac{M \times S}{R}, \quad (2.39)$$

а для другої технології по формулі:

$$N' = \frac{S - O}{R - O'} \quad (2.40)$$

Накопичений досвід проектування і створення мереж, що базуються на супутникових технологіях, свідчить про те, що на практиці можуть виникати ситуації, що істотно відрізняються від стандартних рекомендацій. З врахуванням цього нижче приведені основані на практичному досвіді узагальнені рекомендації:

- з метою виявлення грубих похибок на кожному визначуваному пункті спостереження слід виконувати двічі при різних умовах спостереження супутників;
- одночасні спостереження бажано передбачати на сусідніх пунктах, оскільки вирішення неоднозначностей на коротких відстанях виконується точніше;
- для перевірки отриманої точності деяку кількість базисних ліній бажано вимірювати двічі.

- для забезпечення високої точності на кожній станції має бути передбачений досить тривалий період спостережень, конкретна тривалість якого залежить від віддаленості пунктів і вимог до поточного вимірювання;
- для підвищення надійності кожен пункт повинен визначатись на основі двох повністю незалежних вимірів з використанням прив'язки до різних взаємозв'язаних референціальних пунктів.

Особливості планування тривалості спостережень

Для супутникових приймачів властиве зменшення часу отримання максимальної точності визначення координат місцеположення із зменшенням відстані між приймачами, це пов'язано з більш швидким вирішенням неоднозначності та наявністю більшої кількості суміжних супутників. Але виробниками не представлено ані рекомендацій відносно часу і відстані між приймачами, ані будь-яких математичних залежностей цих процесів. Тому постає задача проведення експериментальних досліджень.

2.5. Методика попереднього розрахунку точності спостережень при передачі координат супутниковими методами на монтажний горизонт

Створення зовнішньої геодезичної мережі методами GNSS для забезпечення нульового циклу.

Зовнішня геодезична мережа створюється в місцевій системі координат з використанням пунктів міської геодезичної мережі та постійно діючих перманентних станцій GNSS (рис. 2.22).

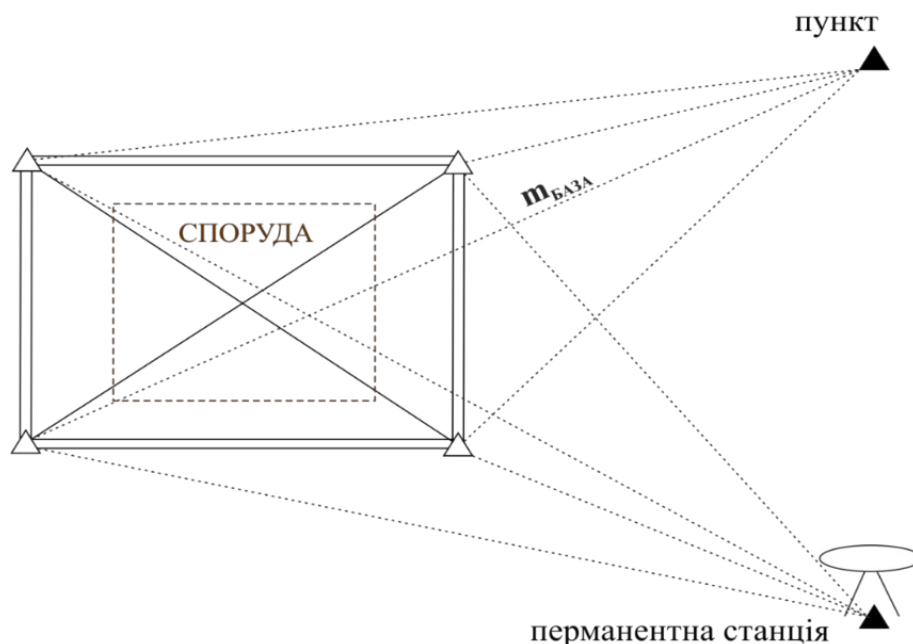


Рис. 2.22. Створення зовнішньої геодезичної мережі на основі пунктів міської мережі та перманентних GNSS-станцій

При точності пунктів планової міської мережі $m_{\text{ОПОР}} = 20$ мм очікувана похибка абсолютного положення пунктів міської геодезичної мережі при визначенні з двох пунктів буде:

$$m_{\text{БАЗА}} = 3 + 2 \cdot S = 5 \text{ мм}$$

$$\frac{(m_{\text{БАЗА1}}^2 + m_{\text{ОПОР1}}^2 + m_{\text{БАЗА2}}^2 + m_{\text{ОПОР2}}^2)}{2} = m_{\text{ЗОВН}}^2 \quad (2.41)$$

За таких умов точність визначення координат пунктів зовнішньої мережі відповідає точності міської геодезичної мережі.

Висоти на пункти зовнішньої геодезичної мережі передають від реперів міської нівелірної мережі методом геометричного нівелювання. Зовнішня геодезична мережа є основою розмічування головних та основних осей будівлі з точністю 20 і 30 мм. Відносна похибка зовнішньої геодезичної мережі не повинна перевищувати 1:10000, тобто для міських умов, коли відстані між пунктами не перевищують 100 метрів матимемо

$$m_{\text{ВЗ}} = 10 \text{ мм}$$

$$m_{\text{ЗОВН}} = \frac{m_{\text{ВЗ}}}{\sqrt{2}} = 7,1 \text{ мм}$$

$$m_{\text{БАЗА}}^2 + m_{\text{ОПОР}}^2 = m_{\text{ЗОВН}}^2$$

$$m_{\text{ОПОР}} = \sqrt{m_{\text{ЗОВН}}^2 - m_{\text{БАЗА}}^2} = 5 \text{ мм} \quad (2.42)$$

Отже при створенні зовнішньої мережі методом GNSS вимірювань, необхідно приймати місцеву систему координат з прив'язкою до одного пункту міської мережі аби не спотворювати геометрію зовнішньої мережі. Визначення координат від другого пункту виконують для контролю. В якості вихідного беруть середнє значення з двох визначень для одного з пунктів в мережі. Визначення координат інших пунктів в зовнішній геодезичній мережі виконують відносно початкового пункту.

Планові координати кожного пункту при взаємних спостереженнях визначаються тричі. Якщо

$$m_{\text{GNSS}} = \sqrt{m_{\text{В}}^2 + m_{\text{ЦЕНТР}}^2 + m_{\text{ЗОВН}}^2}$$

$$m_{\text{В}} = 3 + 2 \cdot S = 3,2 \text{ мм}$$

$$m_{\text{ЦЕНТР}} = 1 \text{ мм}$$

$$m_{\text{ЗОВН}} = 2 \text{ мм}$$

$$m_{\text{GNSS}} = 3,9 \text{ мм} \Rightarrow m_{\text{ЗОВН}} = \frac{m_{\text{GNSS}}}{\sqrt{3}} = 2,2 \text{ мм} \quad (2.43)$$

Створена зовнішня геодезична мережа використовується для розмічування осей та детальних розмічувальних робіт при зведенні підземної частини будівлі.

Наступним кроком є створення внутрішньої геодезичної мережі на вихідному монтажному горизонті. В традиційному варіанті така мережа має вигляд лінійно-кутової мережі. Координати пунктів цієї мережі визначають в системі координат споруди для зручності виконання розмічувальних робіт. Точності створення зовнішньої геодезичної мережі достатньо для ведення детальних розмічувальних робіт. Однак створення внутрішньої геодезичної мережі є необхідним для контролю. Внутрішня мережа створюється у вигляді лінійно-кутової мережі для забезпечення розмічувальних робіт з точністю 1:10000.

Висоти передаються методом геометричного нівелювання від найближчих реперів за програмою III класу.

Від пунктів внутрішньої геодезичної мережі систему координат споруди методом лінійно-кутових засічок передають до пунктів зовнішньої геодезичної мережі. Якщо прийняти, що $1/T=1/25000$, при $S=50$ м, $m_{B3} = 2$ мм

$$m_{\text{внут}} = \frac{m_{B3}}{\sqrt{2}} = 1,4 \text{ мм} \quad (2.44)$$

тобто точність внутрішньої мережі є співрозмірною із зовнішньою.

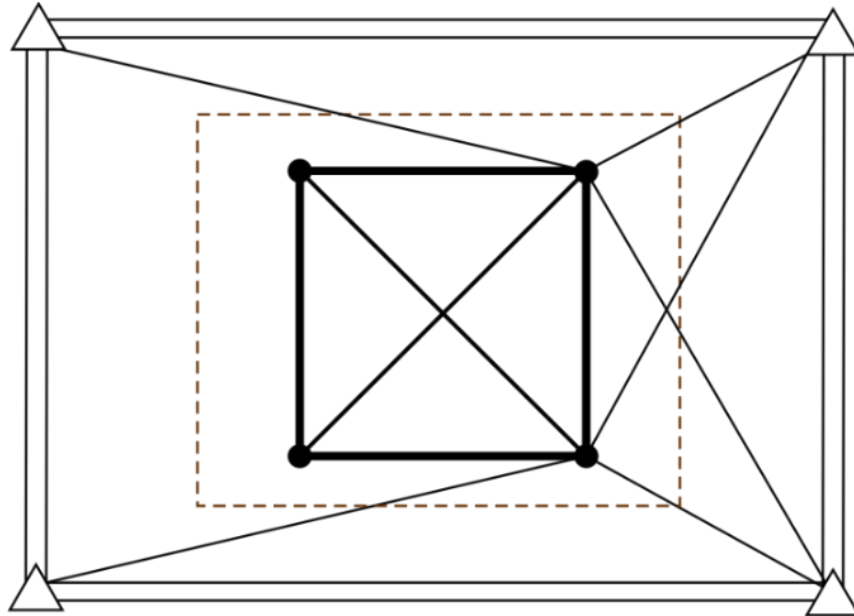


Рис. 2.23. «Схема передачі координат від внутрішньої до зовнішньої геодезичної мережі»

Оскільки внутрішня мережа такої точності будується з використанням електронних тахеометрів з $m_{\beta} = 2$ », $m_S = 2 + 2 \cdot S$ мм, то при передачі координат до пунктів зовнішньої геодезичної мережі методом полярної засічки матимемо:

$$m_{\text{пол}} = \sqrt{m_S^2 + \frac{m_{\beta}^2}{\rho^2} \cdot S^2} = 2 \text{ мм} \quad (2.45)$$

При передачі матимемо

$$m_{\text{перед}} = \sqrt{m_{\text{пол}}^2 + m_{\text{внут}}^2} = 2,4 \text{ мм} \quad (2.46)$$

Таким чином для пунктів зовнішньої мережі з однаковою точністю будуть відомі координати точок в міській геодезичній системі координат будівлі.

Використовуючи загальновідомий алгоритм визначення просторових параметрів переходу за Гельмертом, заходимо ключ переходу, за допомогою якого виконуючи спостереження на пункті GNSS1 визначають координати пункту GNSS2 в системі координат будівлі.

2.6. Методика попереднього розрахунку точності спостережень при передачі відміток супутниковими методами на монтажний

В традиційному вигляді висотну відмітку передають на нульовий горизонт споруди від реперів зовнішньої геодезичної мережі методом геометричного нівелювання. Потім на наступні монтажні горизонти відмітка передається за допомогою PZL. За таких умов осадки будівлі не будуть впливати на процес зведення будівлі і передачі координат та висот, адже поверхня відліку, якою є нульовий горизонт, залишається незмінною і просідає разом із спорудою. Відповідно до Рис. 2.24 отримаємо наступний вигляд $H_1 = H_0 + \Delta H_1$ тому ΔH_1 величина постійна і незалежна від осідання споруди.

При використанні GNSS методу просторові координати передаються на монтажний горизонт відносно базисного пункту а не нульового горизонту, при чому маємо справу з геодезичними (відлікова поверхня еліпсоїд) висотами на відміну від нормальних у класичному методі. В такому випадку $H_1^r = H_{RP}^r + \Delta H_1^r$ і $\Delta H_1^r = H_{RP}^r - H_1^r$, з залежностей видно, що визначення відмітки кожного монтажного горизонту виконується незалежно один від одного і при осіданні споруди виникає необхідність корегування висотної складової.

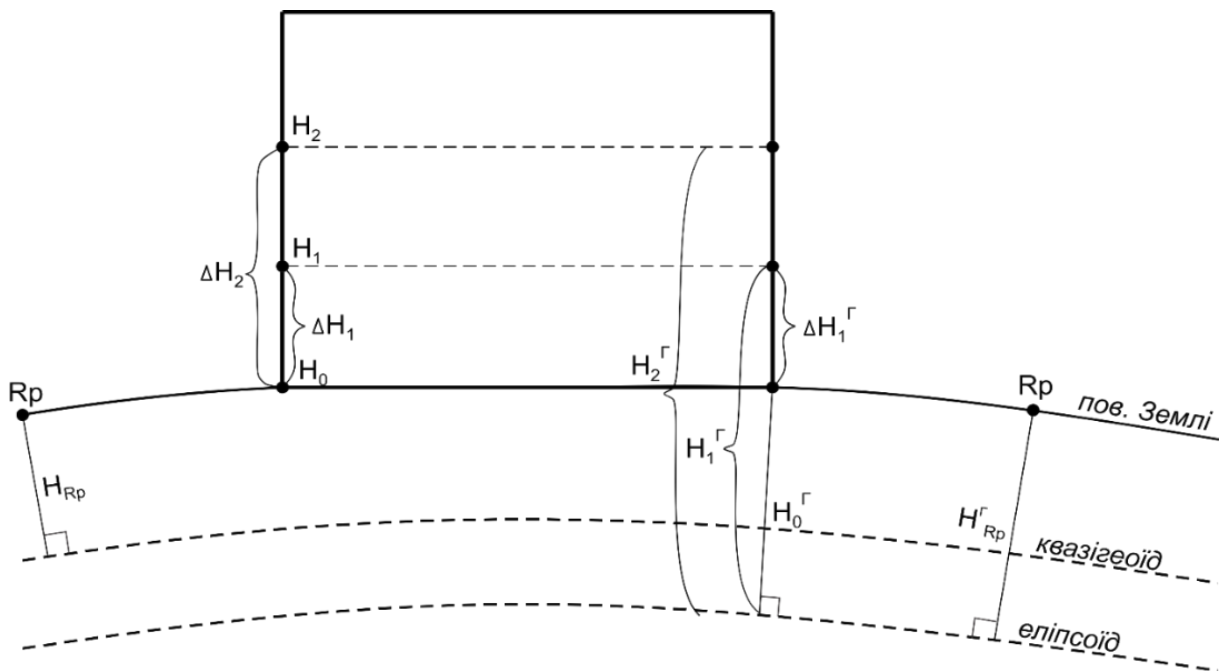


Рис. 2.24. Різниця технології визначення висот

Для невеликого району робіт можна прийняти що напрямки дійсної та нормальної сил ваги збігається.

При використанні GNSS методів виникає необхідність спостереження за осадками споруди починаючи з самого початку робіт по зведенню будівлі.

Основою на попередніх міркуваннях щодо передачі планових координат на монтажний горизонт, розрахунок точності спостережень при передачі відміток на монтажний горизонт. У випадку висотної складової вирішення задачі є дещо складнішим. Оскільки розміри висотної споруди в порівнянні з її висотою незначні, то не паралельністю нормалей до різних поверхонь відносності можна знехтувати, а самі поверхні прийняти плоскими:

$$\begin{aligned}
 H_1^y &= H_1^\Gamma + \xi_1 \\
 H_2^y &= H_2^\Gamma + \xi_2 \\
 \Delta h &= (H_2^\Gamma - H_1^\Gamma) + (\xi_2 - \xi_1) \\
 \Delta h &= \Delta H^{GPS} + (\xi_2 - \xi_1)
 \end{aligned}
 \tag{2.47}$$

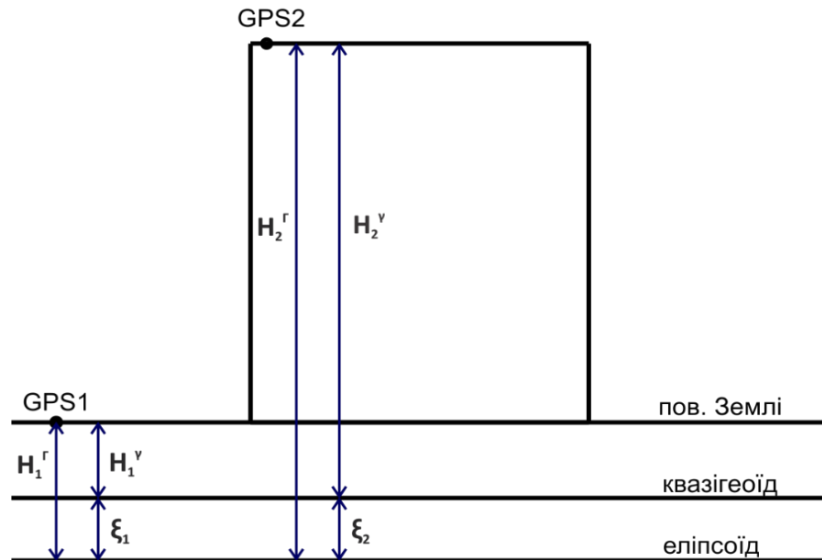


Рис. 2.25. «Схема передачі висот геометричним нівелюванням з урахуванням похибок ξ_1 та ξ_2 »

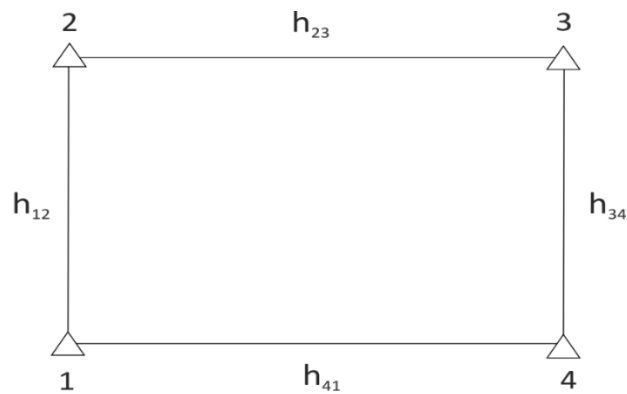


Рис. 2.26. «Замкнений нівелірний хід із перепадами висот між пунктами»

$$\begin{aligned}
 \Delta h_{12} &= \Delta H_{12}^{GPS} + (\xi_2 - \xi_1) \\
 \Delta h_{23} &= \Delta H_{23}^{GPS} + (\xi_3 - \xi_2) \\
 \Delta h_{34} &= \Delta H_{34}^{GPS} + (\xi_4 - \xi_3) \\
 \Delta h_{41} &= \Delta H_{41}^{GPS} + (\xi_1 - \xi_4)
 \end{aligned}
 \tag{2.48}$$

Δh_{ij} – відомі з геометричного нівелювання

ΔH_{ij}^{GPS} – відомі з GNSS – вимірювань

З системи рівнянь заходимо невідомі ξ

В подальшому для точки GNSS2 значення величини ξ_i знаходимо будь-яким з відомих методів інтерполяції, або шляхом побудови апроксимуючої площини, що проходить через точки 1,2,3,4.

Як і у випадку планової мережі нормальна висота передана до пунктів зовнішньої геодезичної мережі від найближчого репера з контролем. В межах зовнішньої мережі висоти пунктів визначають геометричним нівелюванням III – класу, в нашому випадку в найслабшому місці матимемо:

$$m_h = \frac{10\sqrt{L}}{\sqrt{2}\sqrt{2}} = 2,2 \text{ мм} \quad (2.49)$$

В такому випадку вся мережа буде визначена в нормальній системі висот з деяким систематичним зсувом, вплив якого буде виключатися завдяки різницям $(\xi_i - \xi_j)$.

Остаточно отримаємо точність визначення координат пункту GNSS 2 на будівлі.

В плані :

$$m_{\Pi} = \sqrt{m_{\text{зовн}}^2 + m_p^2} \quad (2.50)$$

По висоті:

$$m_B = \sqrt{m_h^2 + m_H^2} \quad (2.51)$$

Для умов нашого приладу і висоти 300 м будемо мати $m_{\Pi} = 4,2$ мм, $m_B = 6$ мм.

Таблиця 2.10

H	m_{Π}	m_B
50	3.8	5.6
100		
150	4.0	5.7
200		
250		
300	4.2	6
350		
400		
450	4.5	6.3
500		

Результати вказують, що даний метод дозволяє виконувати передачу координат на будь-який поверх надвисокої споруди з середньою точністю в плані ± 4 мм та по висоті ± 6 мм. Таким чином при будівництві споруд висотою 100 м і вище даний підхід має значні переваги через відсутність накопичення похибок координат.

2.7. Технологія виконання розмічувальних робіт на монтажному горизонті GNSS методами

Технологічно всі процеси при GNSS спостереженнях можна розділити на чотири головні етапи: проект, польові геодезичні роботи; спостереження; камеральне оброблення.

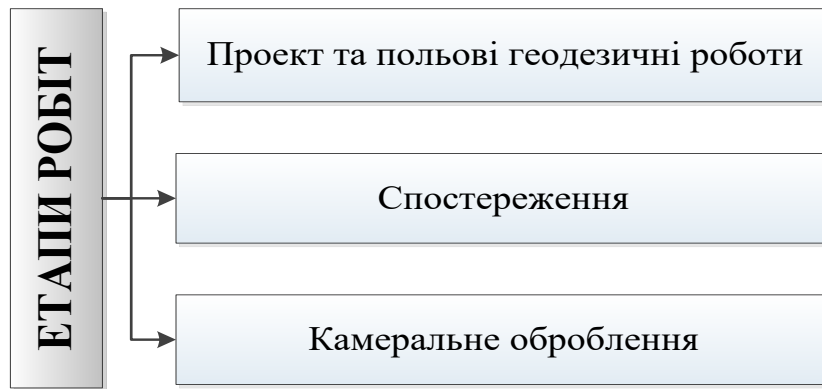


Рис. 2.27. Технологічні етапи ПТІІ спостережень



Рис. 2.28. Технологічна схема робіт на етапі проекту польових геодезичних робіт

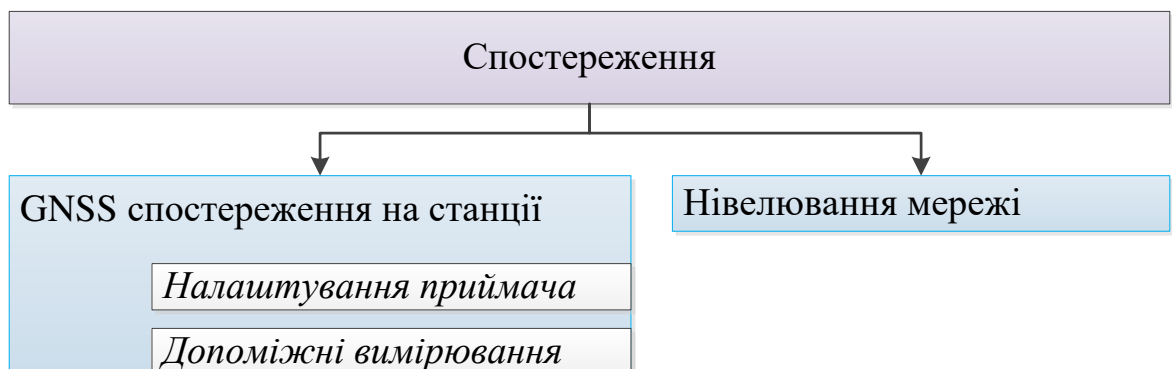


Рис. 2.29. Технологічна схема робіт на етапі спостережень

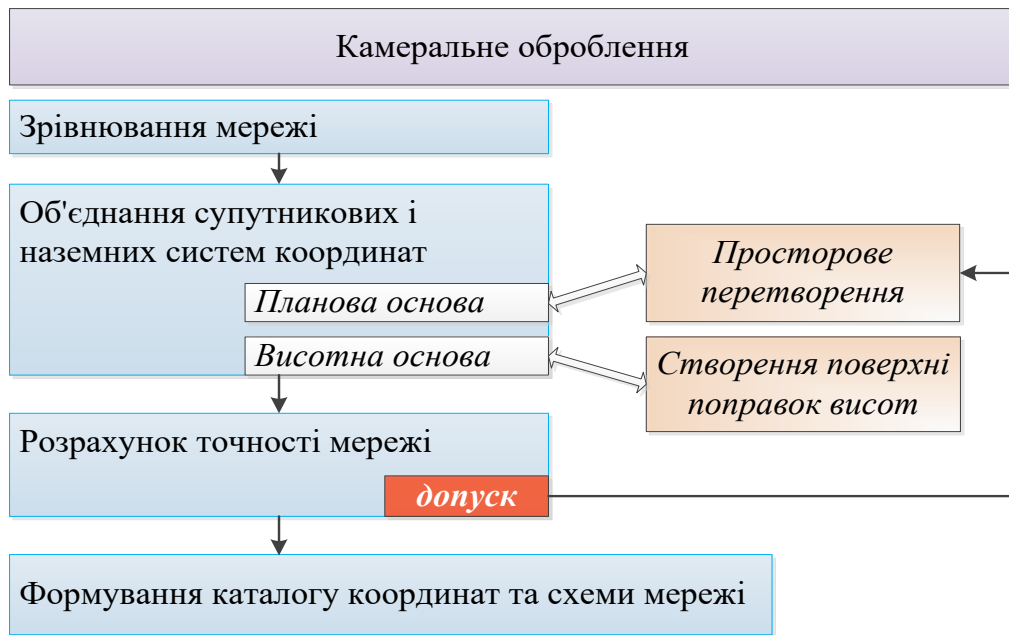


Рис. 2.30. Технологічна схема робіт на етапі камерального оброблення

Розмічувальні роботи на монтажному горизонті при застосуванні GNSS методів виконують в наступній послідовності (Рис. 2.31)

1. Референсна GNSS станція визначає координати пунктів на момент виконання розмічувальних робіт, враховуючи зміщення визначені з інклінометричних спостережень.
2. Дані координат GNSS приймачів передаються на тахеометр.
3. Використовуючи отримані координати, за допомогою тахеометра вирішується обернена геодезична задача і визначають просторові координати XYZ точки стояння.
4. Класичними методами розмічувальних робіт виконується згущення геодезичної основи на монтажному горизонті.

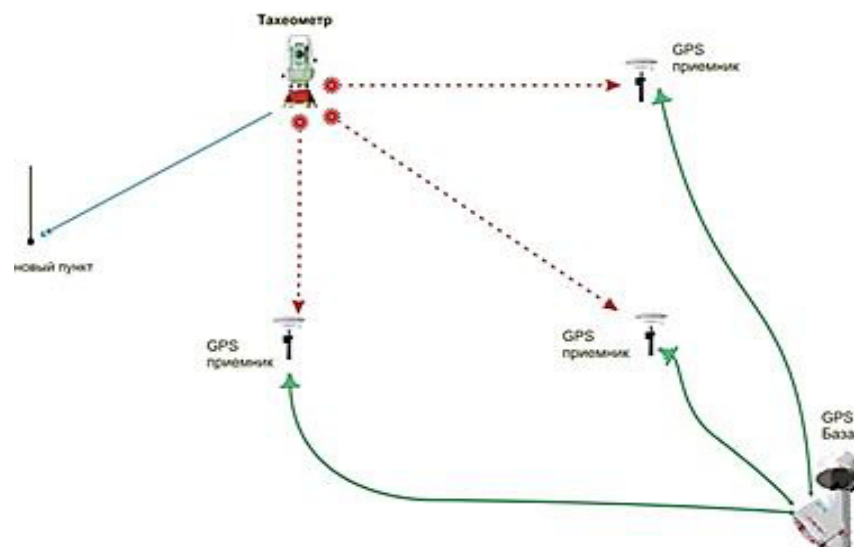


Рис. 2.31. Схема виконання розмічувальних робіт на монтажному горизонті з застосуванням GNSS – технологій

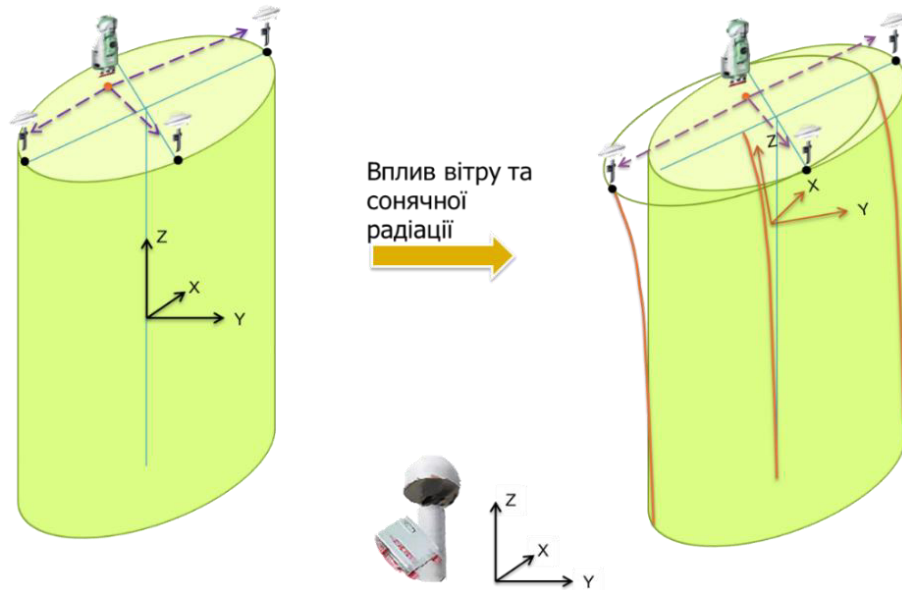


Рис. 2.32. Загальний вигляд зміщення монтажного горизонту при нахилі споруди

Розглянемо більш детально переміщення площини монтажного горизонту що відбуваються в наслідок його нахилу (Рис. 2.33).

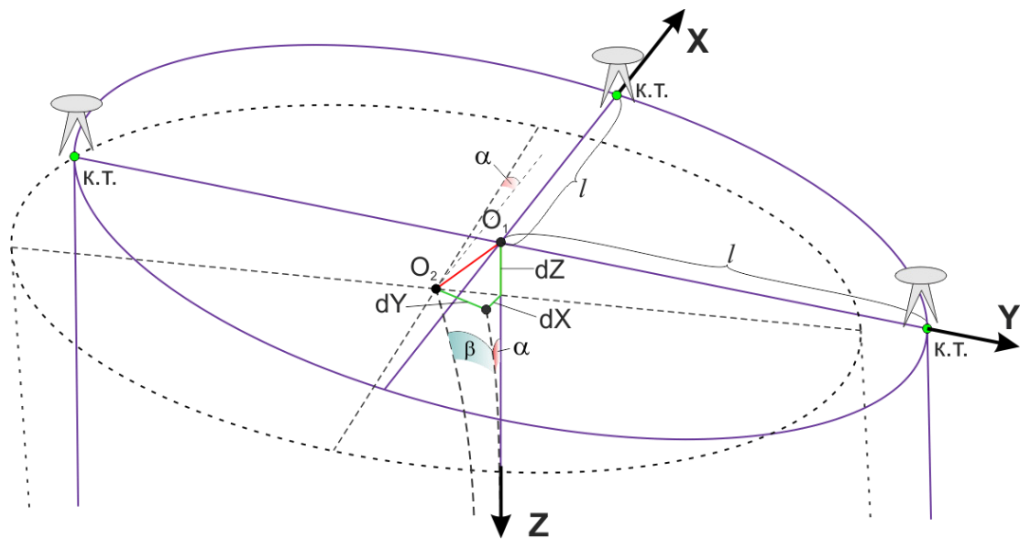


Рис. 2.33. Переміщення площини монтажного горизонту

де, O_1 – проектний центр споруди;

O_2 – фактичний центр споруди;

d_X, d_Y, d_Z – зміщення проектного центру споруди O_1 по осям X, Y, Z відповідно;

α, β – кути нахилу споруди в здовж осей X і Y відповідно;

l – відстань від центра споруди до її крайньої точки (к.т.)

З Рис. 2.33 видно, що найбільшого зсуву зазнають крайні точки споруди. Похибку визначення крайньої точки представимо у наступному вигляді:

$$m_{\text{к.т.}}^2 = m_{\text{зас.}}^2 + m_{\text{в.д.}}^2 \quad (2.52)$$

де, $m_{зас.}^2$ – СКП розмічування точки методом комбінованої засічки;
 $m_{в.д.}^2$ – СКП вихідних даних.

$$m_{зас.}^2 = m_{звор.}^2 + m_{пол.}^2 \quad (2.53)$$

$$m_{з.л.к.}^2 = m_x^2 + m_y^2 \quad (2.54)$$

$$m_{пол.}^2 = m_S^2 + S^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2} + m_A^2 + m_\psi^2 + m_\phi^2 \quad (2.55)$$

Розрахунки складових похибки наведені раніше (2.42) і (2.43) напишемо в спрощеному вигляді. Прийнемо $S_1 = S_2 = S_n = S_{ср}$; $\beta_1 = \beta_2 = \beta_n$, тоді:

$$m_x = \frac{1}{n} \sqrt{n \cdot m_S^2 \cos^2 \alpha + n \cdot \frac{m_\beta^2}{\rho^2} S_1^2 \sin^2 \alpha + n \cdot m_{виз}^2}$$

$$m_y = m_x = \frac{1}{n} \sqrt{n \cdot m_S^2 \sin^2 \alpha + n \cdot \frac{m_\beta^2}{\rho^2} S_1^2 \cos^2 \alpha + n \cdot m_{виз}^2} \quad (2.56)$$

де, $m_{звор.}^2$ – СКП зворотної засічки від пунктів GNSS мережі на монтажному горизонті;

$m_{пол.}^2$ – СКП виносу крайньої точки полярним методом.

На похибку вихідних даних впливатиме нахил споруди та точність передачі координат на монтажний горизонт GNSS методом.

$$m_{в.д.}^2 = (m_{нах.}^2 + m_{GNSS}^2) \cdot 4 \quad (2.57)$$

де, $m_{нах.}^2$ – СКП в наслідок нахилу споруди;

m_{GNSS}^2 – СКП передачі координат на монтажний горизонт GNSS методами;

Виразимо похибку в наслідок нахилу споруди через середні квадратичні відхилення вздовж осей споруди:

$$m_{нах.}^2 = m_{\Delta X}^2 + m_{\Delta Y}^2 + 2m_{\Delta Z}^2$$

$$m_{\Delta X} = \frac{m_\alpha}{\rho} H; m_{\Delta Y} = \frac{m_\beta}{\rho} H; m_{\Delta Z} = \frac{m_\alpha}{\rho} l \quad (2.58)$$

де, $m_{\Delta X}, m_{\Delta Y}, m_{\Delta Z}$ – зміщення монтажного горизонту вздовж осей X, Y, Z в наслідок нахилу споруди;

H - висота до монтажного горизонту.

РОЗДІЛ 3. МЕТОДИКА І ТЕХНОЛОГІЯ ГЕОДЕЗИЧНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ГЕОМЕТРИЧНИХ ПАРАМЕТРІВ ЛІФТОВИХ КОМПЛЕКСІВ

3.1 Технологія геодезичного забезпечення будівництва ліфтів, основні вимоги та допуски

Технологія геодезичного забезпечення будівництва ліфтів залежить, в першу чергу, від типу ліфтової шахти та технології її зведення. Для співвісного розміщення тюбінгів шахти при монтажі вони забезпечуються у верхньому і нижньому перерізі чотирма осьовими рисками або чотирма фіксаторами вгорі і відповідними лунками внизу. Сполученням осьових рисок або фіксаторів забезпечується співвісне з'єднання тюбінгів, а отже, і співвісне положення розміщених у ньому кронштейнів напрямних кабіни і противаги. Монтаж напрямних виконується після спорудження шахти за допомогою шаблонів або кондукторів.

Впровадження сучасних методів будівництва сучасних будинків і споруд впливає на всю технологію будівельно-монтажних робіт, включаючи оснащення будівель різноманітним інженерним устаткуванням, в тому числі і ліфтами.

Існують два способи монтажу ліфтів - поелементний і блоковий.

Поелементний спосіб застосовують тільки при зведенні унікальних нетипових будинків з використанням нестандартних ліфтів. У серійному будівництві широко використовують спосіб блокового монтажу ліфтів з укрупнених збірних вузлів заводської готовності.

Однією з найважливіших умов підвищення надійності монтажу ліфтових установок є дотримання проектних вимог при будівництві ліфтових шахт.

Відомі різні способи зведення ліфтових шахт. У Німеччині конструкції збірних шахт складаються з окремих секцій, кожна з яких є автономною в частині механічного і електричного устаткування. В Швейцарії застосовується метод, по якому шахта збирається із просторових елементів заводської готовності. Домобудівні комбінати Росії використовували тюбінгові конструкції ліфтових шахт при будівництві великопанельних будинків [84].

Особливо зростає роль інженерно-геодезичних робіт при будівництві і монтажі ліфтових шахт висотних будинків і споруд.

Найбільші ліфтобудівельні організації світу в цей час успішно впроваджують метод блокового монтажу ліфтів.

Відповідальним моментом монтажу ліфтового устаткування є будівництво самої шахти. Так, у Швейцарії застосовують метод, по якому шахту збирають із просторових елементів заводської готовності. Точність складання шахти і суміщення стиків забезпечується наявністю штирів, що центрують сусідні елементи шахти.

В СРСР був розроблений метод збирання ліфтових шахт із тюбінгів, які являють собою просторові монолітні елементи. Висота кожного елемента тюбінга дорівнює висоті поверху будинку. На внутрішній поверхні тюбінга є закладні деталі для кріплення ліфтового устаткування.

При установці тюбінгів у проектне положення стежать за тим, щоб зсув стінок верхнього тюбінга відносно стінок нижнього тюбінга не перевищував 10 мм, а відхилення шахти від вертикалі - 30 мм.

Ліфтові тьюбінги встановлюють так, щоб габарит шахти на наступних ярусах, спроектований на горизонтальну площину, не виходив за межі відхилення від проектних осей більш ніж на 20 мм. Положення осей ліфтових тьюбінгів визначають промірами від розмічених осей, винесених на перекриття поверху. На кожному поверсі в безпосередній близькості від дверей шахти повинні бути винесені позначки чистої підлоги, по яких встановлюють пороги і портали.

Після установки кожного пояса перевіряють шахту по діагоналі, а горизонтальність поясів - за рівнем.

Після спорудження каркасу ліфтової шахти виконується встановлення технологічного обладнання (кабіна, противага, електромотори, лебідки, канати, блоки, напрямні). Всі елементи технологічного устаткування повинні бути з високою точністю взаємно розміщені.

Монтаж технологічного устаткування починають зі встановлення кронштейнів кріплення напрямних до закладних деталей ліфтової шахти до яких кріпляться напрямні. Кронштейни встановлюють в шахті одним із способів представлених на рис.3.1 а-в [84].

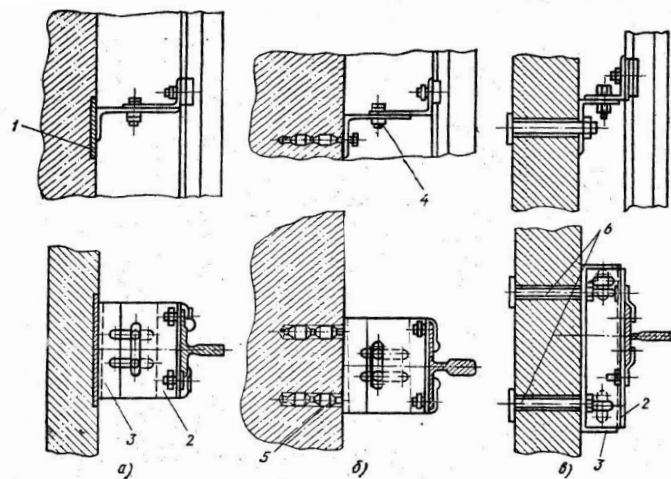


Рис. 3.1. Кріплення кронштейнів напрямних до стіни шахти:

а – до закладних деталей, б – на дюбелях, в – на болтах, 1 – закладна деталь, 2 – верхній кутик кронштейна, 3 – нижній кутик кронштейна, 4 – болтове з'єднання, 5 – дюбель, 6 – закріплювальний болт.

Напрямні повинні бути встановлені вертикально з допуском 1:5000 від висоти (при Н до 50 м), а при Н більше 50 м відхилення від вертикалі повинне бути не більше 10 мм.

Основою геодезичного контролю ліфтових шахт служать осі ліфтової шахти, винесені на її пряминок фарбою. Такі осі виносять при виконанні геодезичного контролю монтажу стін нульового циклу будинку.

Надалі залежно від кількості поверхів будинку (висоти шахти), матеріалу, з якого зводиться шахта, застосовують різні методи передачі осей обґрунтування на монтажні горизонти.

При зведенні ліфтових шахт із цегли висотою до 5 поверхів осі обґрунтування часто піднімають нитяними висками. При будівництві цегельних будинків більшої поверховості доцільніше застосовувати прилади вертикального проектування: оптичні, світлові і лазерні.

Аналогічними приладами користуються при монтажі ліфтових шахт з об'ємних елементів. При цьому прилади в шахті встановлюють на спеціальні кронштейни.

При геодезичному контролі вертикальності і габариту ліфтової шахти каркасних будинків геодезичною основою монтажу шахти служать розмічувальні осі, що виносяться на верх внутрішніх граней стін, кожного монтажного горизонту. Ці роботи виконують одночасно з виносом осей на верх змонтованих колон кожного поверху або ярусу.

При монтажі ліфтових шахт висотних будинків, крім планової основи, необхідна і висотна основа для контролю висотного положення верху або низу входів у шахти. Такий контроль потрібний через накопичення відхилень від проекту по висоті колон, що збираються з окремих елементів. Найчастіше відхилення таких колон збільшується вгору поступово.

При контролі висотного положення верху порогів ліфтових шахт за основу приймають висотну позначку верху перекриття ліфтового холу, ліфтової площадки кожного поверху будинку.

Такий прийом застосовують, якщо вирівнювання кожного монтажного горизонту будинку виконується не до проектної позначки, а до найвищої змонтованої колони поверху або ярусу.

При монтажі звичайних будинків вирівнювання монтажного горизонту по умовному горизонту, який дорівнює найбільшій відмітці верху змонтованих колон поверху або ярусу, не створює проблем. Але при монтажі висотних будинків такий підхід до контролю висотного положення змонтованих елементів викликає певні труднощі, у тому числі і відхилення проектного розміру від верху порога шахти до верху перекриття його холу, майданчику.

Отже, при монтажі висотних будинків необхідно вирівнювати монтажний горизонт кожного поверху будинку не від умовного горизонту, а від проектного, що виноситься від реперів висотної геодезичної основи будинку.

Монтаж ліфтових шахт висотних будинків і їхніх каркасів вимагає розроблення більш досконалої методики ведення геодезичних контрольних вимірів, ніж це прийнято на будівництві рядових будинків.

Виконавче геодезичне знімання вертикальності стін ліфтових шахт виконується від тієї ж основи, що створюється для контролю їхнього монтажу. Однак монтажні організації часто застосовують для знімання ліфтових шахт шаблони з дротяними висками, які розміщуються по кутах шахти [64].

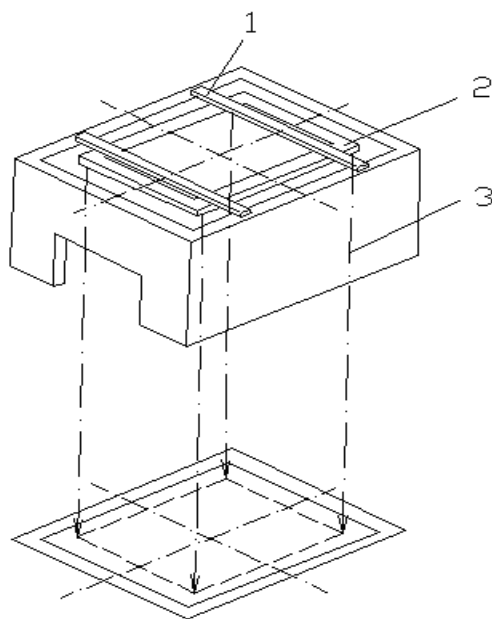


Рис.3.2. Шаблон для вивіряння шахти 1 – балка, 2 – шаблон, 3 – висок

Такий прийом рекомендований у технічній літературі, що розрахована на фахівців організацій, зайнятих монтажем ліфтового устаткування. Але для контролю шахт висотних будинків ці рекомендації не мають достатнього теоретичного обґрунтування. Експериментальні дослідження показали, що виски, встановлені в ліфтовій шахті великої висоти, мають горизонтальні переміщення, а їхні нитки, на яких вони підвішені, вигини. Такі вигини і коливання мають різну амплітуду залежно від інтенсивності повітряних потоків, що виникають у шахті. Спроби стабілізувати виски установкою їх у ємності із рідиною не усувають довгоперіодичних коливань висків і короткоперіодичних коливань їхніх ниток. Отже, геодезичне обґрунтування виконавчого знімання шахт у вигляді висків не завжди може забезпечити необхідну точність вимірів, особливо при зведенні висотних будинків [84].

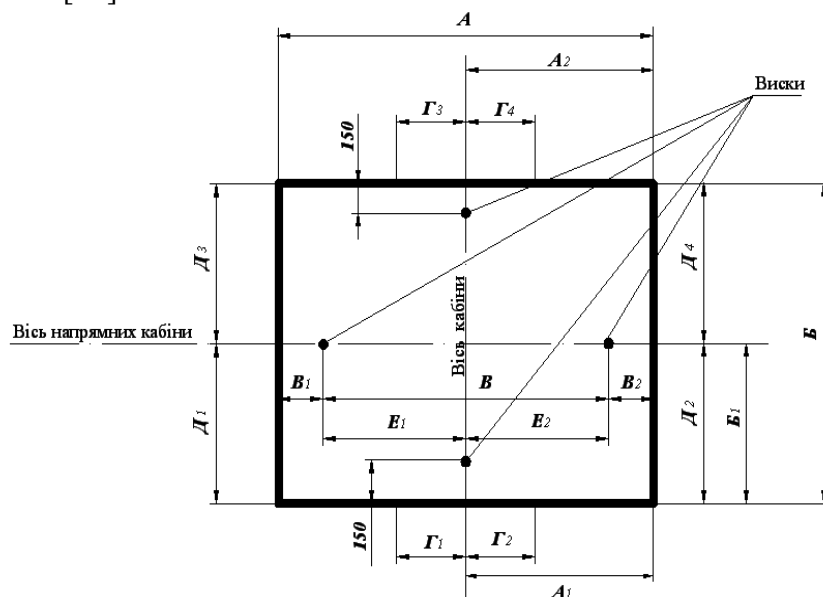


Рис. 3.3. А, - В - розміри, що визначаються монтажним кресленням. Розмір В дорівнює відстані між напрямними кабіни мінус 50 мм; А2, Г3, Г4 - розміри для ліфта з прохідною кабіною; Е1, Е2 - розміри для ліфта з розсувними дверима шахти

Результати фактичних вимірювань

Місце вимірювань	Розміри, мм											
	В ₁	В ₂	Г ₁	Г ₂	Г ₃	Г ₄	Д ₁	Д ₂	Д ₃	Д ₄	Е ₁	Е ₂
Прямокутний												
шахти												
1-й поверх												
2-й поверх												
3-й поверх												
...												
...												
n-й поверх												

Рис. 3.4. Виконавча схема будівельної частини шахти ліфта та формуляр фактичних розмірів шахти

Керуючись діючою нормативною документацією, наведемо основні параметри ліфтових шахт, які визначають за допомогою системи висків. Геодезичне виконавче знімання ліфтових шахт повинне здійснюватись на кожному ярусі одночасно з виконавчим зніманням інших конструкцій і, крім того, повторно, перед установкою ліфтового устаткування. Після знімання всієї ліфтової шахти складають відповідну виконавчу схему. При цьому, відхилення від проектних розмірів шахт і відхилення вертикальності їхніх стін не повинні перевищувати допусків, установлених технічними вимогами заводу виготовлювача ліфтового устаткування. Виміряні відхилення порівнюють із допусками за ГОСТ 22845- 85 [51]. Приклад графічного оформлення знімання наведений на рис. 1.9 [71].

На першому етапі виконують знімання будівельної частини шахти по всій висоті. При зніманні вимірюють відхилення:

- стін шахт від вертикальної площини, по ширині і довжині (глибині) шахти;
- різниці діагоналей у плані в перерізах кожного ярусу;
- отворів у стінах шахти, в підлогах машинного і блокового приміщень, а також закладних деталей по всій висоті шахти;
- нижньої рами і поясів металокаркасної шахти від горизонтальної площини, стояків - від вертикалі;
- осей прорізів дверей шахти відносно загальної вертикальної осі;
- опорних поверхонь тумб для установки буферів від горизонтальної площини;
- вертикальних осей, що залишаються в тумбах колодязів для анкерних буферних підставок (із площини напрямних).

На другому етапі знімання визначають:

- взаємне розташування напрямних кабіни і протываги;
- розміри між головками напрямних кабіни і головками напрямних протываги;
- відхилення напрямних кабіни і протываги від вертикалі.

Останнім часом для контролю монтажу ліфтових шахт і установки напрямних застосовують оптичні квантові генератори, що дають концентрований видимий пучок електромагнітної енергії.

Перед вимірами прилад встановлюють у ліфтовій шахті на спеціальній підставці і приводять промінь у вертикальне положення.

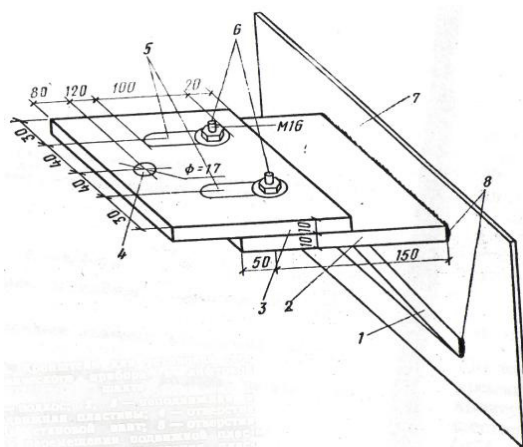
Аналіз відомих досліджень [94] дозволяє зробити висновок про те, що використання світлового зенітного пристрою для контролю вертикальності цегельних стін ліфтових шахт підвищує точність дотримання проектних параметрів при їхньому зведенні в порівнянні з методом висків.

Геодезичне знімання виконують від вертикалей, що задаються, за допомогою приладів оптичного вертикального проектування або лазерних приладів. При зніманні за повною схемою прилади встановлюють по чотирьох кутах ліфтової шахти так, щоб лінії, що з'єднують точки, де встановлені прилади, утворили правильний чотирикутник. Підтвердженням правильності побудови чотирикутника служить рівність його діагоналей.

При зніманні за скороченою схемою прилад встановлюють в одній точці. У цьому випадку стає неможливим визначити такі параметри положення стін шахти, як розворот або кручення, внаслідок лише однієї базисної вертикалі. Однак таке знімання доводиться робити, коли не можна ввійти в шахту через відсутність у ній спеціальних

настилів. При цьому прилад розташовують ближче до центра дверного прорізу шахти так, щоб можна було виміряти відстані від вертикалі до стін шахти, не заходячи в неї. У цьому випадку до кожної стіни шахти приставляють рейку і беруть відліки. Іноді складають виконавчі схеми вертикальних розрізів шахти, які дають більш наочне представлення про величину відхилень її розмірів від проекту. Габаритні лінії конструкцій на таких розрізах орієнтують так, щоб відхилення у бік звуження шахти були однаковими по обидва боки.

При використанні приладів вертикального проектування для примусового центрування приладу рекомендується використовувати спеціальні кронштейни [84] (Рис. 3.5), які закріплюють на рівні першого поверху.



3.5. Кронштейн для установки геодезичного приладу в ліфтовій шахті
 1 - підкіс; 2, 3 – нерухома і рухома пластини; 4 - отвір під гвинт; 5 - отвір для переміщення рухомої пластини; 6 - гвинти кріплення пластин.

Підставку кронштейна приварюють до закладної деталі шахти приблизно по осі симетрії, а центр отвору під становий гвинт приладу встановлюють чітко по осі, на певній відстані від стіни шахти, причому діаметр отвору повинен відповідати діаметру станового гвинта приладу.

Надалі в процесі будівництва всі контрольні виміри виконують приладом на цьому кронштейні. Необхідність у центруванні приладу відповідає.

Для забезпечення форми, розмірів і вертикальності ліфтових шахт використовують лазерні прилади вертикального проектування [94]. Прилади встановлюють у прямку шахти в точках 1, 2, 3, 4 і від світлових вертикалей, що задаються приладами, або площин вимірюють відстань. Для зручності вимірів базову фігуру 1-2-3-4 (своєрідну геодезичну монтажну мережу) створюють у формі квадрата або прямокутника. Пункти мережі закріплюють на підлозі прямка або на кронштейнах закріплених у стіні шахти на висоті 1- 1,5 м від підлоги і прив'язують до осей будівлі.

У процесі будівельних або монтажних робіт положення кутових точок шахти контролюється по відстанях, за допомогою горизонтальної рейки або палетки з шкалою.

Результати вимірів заносять у формуляр (рис. 3.4) у якому обчислюють розміри перерізу шахти на кожному поверсі.

У результаті виконаних вимірів і обчислень оцінюється:

а) ступінь вертикальності стін шахти - по коливаннях значень відрізків на одній вертикалі;

б) ступінь збереження розмірів перерізів шахти - по фактичним розмірам глибини і ширини, вертикальність по коливаннях на одній вертикалі.

Необхідно особливо підкреслити, що придатність шахти до: монтажу устаткування можна встановити тільки при одночасному виконанні двох вимог: вертикальності і розмірів перерізів. Дотримання однієї вимоги недостатньо.

У випадку зведення шахти ліфта з неприпустимими відхиленнями від проекту їх виправляють шляхом зрізання окремих виступаючих ділянок стін. Для визначення оптимального об'єму зрізання при заданих по проекті розмірах устаткування, що вставляється в шахту, використовують метод математичного програмування. Найбільш просто це завдання вирішується методом найменших квадратів

Якщо відхилення позитивні то шахта придатна для монтажу. Негативні значення відхилень вказують місце і величину необхідного виправлення (зрізка бетону, цегли) для надання перерізу шахти необхідної форми і розмірів. Окрім того, виконується контроль ширини та співвісності дверного отвору кожного ярусу рис. 3.4 розміри $G1 - G2$, а у випадку прохідної кабіни $G1 - G4$.

Крім лазерних приладів вертикального проектування при контролі розмірів і форми перерізу і вертикальності ліфтових шахт можуть бути використані лазерні теодоліти в комбінації з насадками. Теодоліт встановлюється на середину шахти, а приставки - на кронштейнах так, щоб центр пентапризми перебував на одному рівні з віссю обертання зорової труби теодоліта. Тоді лазерний промінь теодоліта, потрапить у пентапризму і, проходячи її, направиться вертикально вгору. Похибка вимірювання вертикальності конструкцій ліфтової шахти на висоті до 50 м складе близько 5 мм.

3.2 Методика розрахунку точності геодезичних робіт

Методика розрахунку точності геодезичних робіт при будівництві ліфтових шахт

В інженерній геодезії задача розрахунку точності є відправною точкою для вибору методів та засобів вимірювання. Будь-яка методика розрахунку точності геометричних параметрів будівель і споруд складається з наступних головних етапів.

1. Виявлення геометричних параметрів, від точності визначення яких залежить забезпечення функціональних вимог до конструкції, і встановлення допустимих значень цих параметрів.

2. Встановлення технологічної послідовності виконання геодезичних розмічувальних робіт та послідовності монтажу елементів. Цей етап розрахунку є одним з найважливіших, оскільки прийнята технологія монтажу визначається різними факторами:

- конструктивними особливостями споруди (каркасна, каркасно-монолітна або безкаркасна схеми);
- монтажними механізмами, які застосовуються, оснащенням і методом монтажу (вільний і обмежено-вільний);
- ступенем розчленовування технологічних процесів і ступенем укрупнення конструкцій, що поступають на монтаж;

- напрямком зведення споруди (подовжній, поперечний, нарощування або підрощування);
- розміщенням геодезичної основи і складом розмічувальних і контрольно-вимірвальних робіт.

В якості монтажних орієнтирів приймають грані або осі елементів, причому, точність нанесення останніх встановлюється вимогами нормативів [53;60].

Таблиця 3.1. Допустимі значення відхилень при монтажі конструктивних елементів

№	Технічний показник	Допустимі значення (в мм) при довжині (в м) елементів			
		До 4	4 - 8	8 - 16	16 - 25
1	Відхилення осі колони одноповерхової будівлі від вертикалі	20	25	30	40
2	Відхилення осі колони багатоповерхової будівлі у верхньому перерізі від вертикалі	12	15	20	25
3	Різниця відмітки верху колони або опорної площадки одноповерхової будівлі	14	16	20	24
4	Відхилення від симетричності при встановленні ригелів ферм, перекриття і напрямків прольотів	5	6	8	10
5	Відхилення геометричної осі (орієнтира) встановленого елемента у нижньому перерізі від розмічувальної вісі	8			
6	Різниця відмітки верха колони багатоповерхової будівлі на ярусі	12÷2			

3. Виявлення складових параметрів, які впливають на точність результуючого параметру.

В якості складових параметрів, розглядають габарити елементів, зокрема, характеристики їх конфігурації, відстані між осями, похибки нанесення осьових рисок, їх суміщення з монтажними рисками, симетричність встановлення конструкцій і т.п. Особливу увагу слід звернути на встановлення кількісного впливу похибок складових параметрів на точність результуючого параметра.

4. Складання рівняння точності, яке вирішують методом пробних розрахунків. Рівняння точності в загальному вигляді записують [11]:

$$\delta = \sqrt{\sum_{i=1}^k c_{\tilde{A}\tilde{E}\tilde{A}}^2 \delta_{\tilde{A}\tilde{E}\tilde{A}}^2 + \sum_{i=1}^k c_{\tilde{I}\tilde{I}\tilde{O}}^2 \delta_{\tilde{I}\tilde{I}\tilde{O}}^2 + \sum_{i=1}^k c_{\tilde{A}\tilde{A}\tilde{I}\tilde{A}}^2 \delta_{\tilde{A}\tilde{A}\tilde{I}\tilde{A}}^2 + \sum_{i=1}^k c_{\tilde{O}\tilde{A}\tilde{I}\tilde{I}}^2 \delta_{\tilde{O}\tilde{A}\tilde{I}\tilde{I}}^2} \quad (3.1)$$

де, $\delta_{\tilde{A}\tilde{E}\tilde{A}}$ - допустиме відхилення виготовлення конструкції; $\delta_{\tilde{I}\tilde{I}\tilde{O}}$ - допустиме відхилення будівельно монтажних робіт; $\delta_{\tilde{A}\tilde{A}\tilde{I}\tilde{A}}$ - допустиме відхилення геодезичних робіт; $\delta_{\tilde{O}\tilde{A}\tilde{I}\tilde{I}}$ - допустиме відхилення внаслідок впливу температурної деформації конструкцій; c - нормовані коефіцієнти, що залежать від умов робіт.

Величини технологічних допусків приймають з врахуванням можливостей виробництва.

Таблиця 3.2. Технологічні допуски виготовлення конструкцій (лінійні розміри)

№ ПП	Інтервал номінального розміру, мм	Значення допуску $2\delta_{\hat{A}\hat{E}\hat{A}}$ (в мм) для класу точності								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	120 - 250	0.5	0.8	1.2	2.0	3	5	8	12	20
2	250 - 500	0.6	1.0	1.6	2.4	4	6	10	16	24
3	500 - 1000	0.8	1.2	2.0	3.0	5	8	12	20	30
4	1000 – 1600	1.0	1.6	2.4	4.0	6	10	16	24	40
5	1600 – 2500	1.2	2.0	3.0	5.0	8	12	20	30	50
6	2500 – 4000	1.6	2.4	4.0	6.0	10	16	24	40	60
7	4000 - 8000	2.0	3.0	5.0	8.0	12	20	30	50	80
8	8000 - 16000	2.4	4.0	6.0	10.0	16	24	40	60	100
9	16000 - 25000	3.0	5.0	8.0	12.0	20	30	50	80	120
10	25000 - 40000	4.0	6.0	10.0	16.0	24	40	60	100	160
11	40000 - 60000	5.0	8.0	12.0	20.0	30	50	80	120	200

Таблиця 3.3. Технологічні допуски виготовлення конструкцій (непрямолінійність)

№	Інтервал номінального розміру, мм	Допустиме значення $2\delta_{\hat{A}\hat{E}\hat{A}}$ (в мм) для класу точності					
		1	2	3	4	5	6
1	До 1000	2,0	3	5	8	12	20
2	1000 - 1600	2,4	4	6	10	16	24
3	1600 - 2500	3,0	5	8	12	20	30
4	2500 – 4000	4,0	6	10	16	24	40
5	4000 – 8000	5,0	8	12	20	30	50
6	8000 – 16000	6,0	10	16	24	40	60
7	16000 - 25000	8,0	12	20	30	50	80
8	25000 - 40000	10,0	16	24	40	60	100
9	40000 - 60000	12,0	20	30	50	80	120

Таблиця 3.4. Технологічні допуски монтажу конструкцій (суміщення орієнтирів)

№	Інтервал номінального розміру, мм	Допустиме значення $2\delta_{\hat{m}\hat{o}}$ (в мм) для класу точності					
		1	2	3	4	5	6
1	120 - 250	2,0	3	5	8	12	20
2	250 - 500	2,4	4	6	10	16	24
3	500 - 1000	3,0	5	8	12	20	30
4	1000 – 1600	4,0	6	10	16	24	40
5	1600 – 2500	5,0	8	12	20	30	50
6	2500 – 4000	6,0	10	16	24	40	60
7	4000 - 8000	8,0	12	20	30	50	80
8	8000 - 16000	10,0	16	24	40	60	100
9	16000 - 25000	12,0	20	30	50	80	120
10	25000 – 40000	16,0	24	40	60	100	160
11	40000 - 60000	20,0	30	50	80	120	200

Таблиця 3.5. Технологічні допуски монтажу конструкцій (симетричність встановлення)

№	Інтервал номінального розміру, мм	Допустиме значення $2\delta_{III\delta}$ (в мм) для класу точності					
		1	2	3	4	5	6
1	До 2500	2,0	2	5	8	12	20
2	2500 – 4000	2,4	4	6	10	16	24
3	4000 – 8000	3,0	5	8	12	20	30
4	8000 – 16000	4,0	6	10	16	24	40
5	16000 - 25000	5,0	8	12	20	30	50
6	25000 - 40000	6,0	10	16	24	40	60
7	40000 - 60000	8,0	12	20	30	50	80

При вирішенні прямої і зворотної задачі розрахунку точності зведення збірних ліфтових шахт, рівняння похибок записують з врахуванням конструктивних особливостей шахти, технології монтажу і розмічувальних геодезичних робіт.

Проектна геометрія шахти реалізується за допомогою проведення комплексу геодезичних робіт, який включає:

- створення базисної розмічувальної основи шахти з закріпленням пунктів на вихідному горизонті;
- перенесення основних осей (пунктів) розмічувальної мережі на монтажний горизонт і їх закріплення;
- виконання розмічувальних робіт на монтажному горизонті і винесення робочих (розмічувальних) осей і позначок.

Метод монтажу, який використовується при будівництві ліфтової шахти, вимагає застосування різних способів орієнтування блоків шахти, що призводить застосування різних розрахункових схем при складанні рівнянь точності геометричних параметрів.

Отримаємо рівняння точності положення секції ліфтової шахти, що встановлюється різними способами орієнтування на монтажному горизонті.

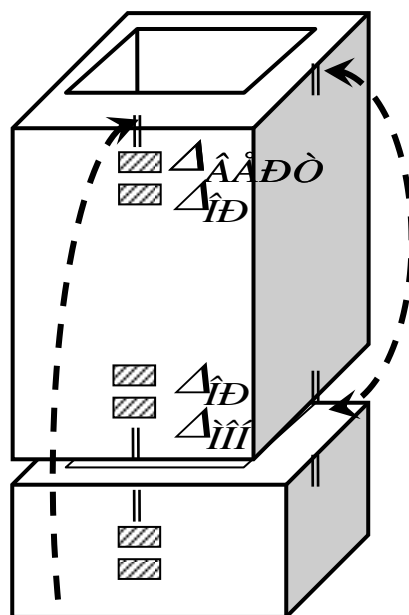


Рис. 3.6 Перший спосіб монтажу

Перший спосіб монтажу (рис. 3.6) — низ шахти встановлюють по елементу, що знаходиться нижче, верх — відносно низу шахти, що монтується:

$$\Delta_{\text{ØÀÒÈ}}^2 = \Delta_{\text{I}}^2 + 2\Delta_{\text{D}}^2 + 2m\Delta_{\text{III}}^2 + 2m\Delta_{\text{AAÐÒ}}^2 + 4m\Delta_{\text{ID}}^2 \quad (3.2)$$

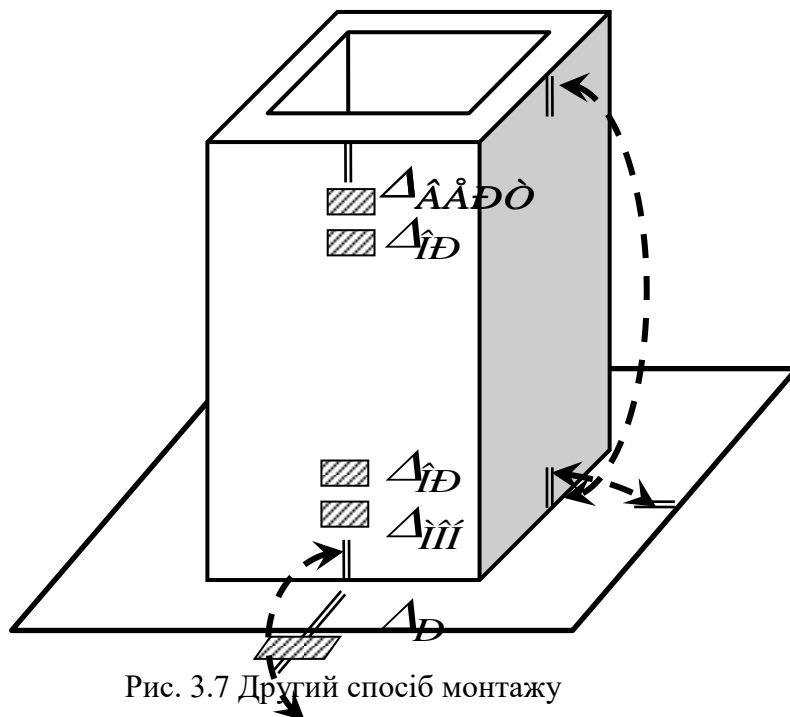


Рис. 3.7 Другий спосіб монтажу

Другий спосіб монтажу (рис. 3.7) — низ шахти встановлюють по розмічувальній осі, верх — по низу елементу, який монтується:

$$\Delta_{\text{ØÀÒÈ}}^2 = \Delta_{\text{I}}^2 + 2\Delta_{\text{I}}^2 + 2\Delta_{\text{D}}^2 + 2\Delta_{\text{III}}^2 + 2\Delta_{\text{AAÐÒ}}^2 + 4\Delta_{\text{ID}}^2 \quad (3.3)$$

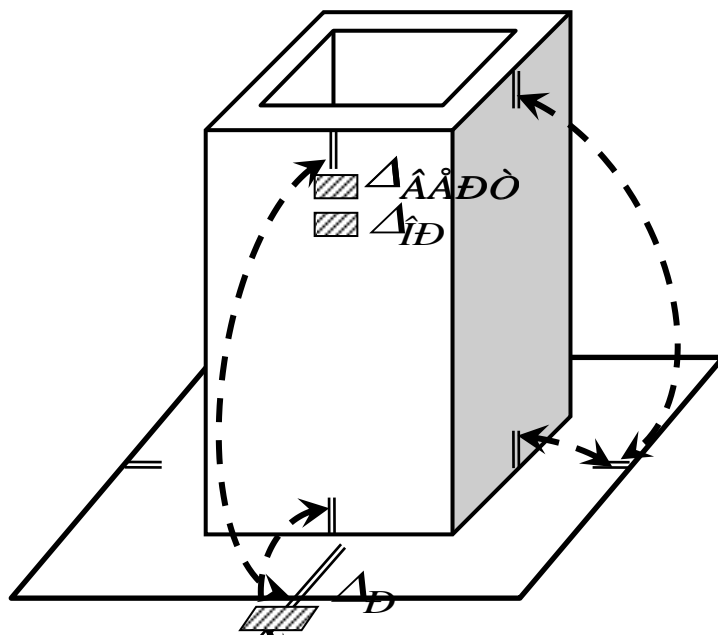


Рис. 3.8 Третій спосіб

Третій спосіб (рис. 3.8) — низ встановлюють по розмічувальній вісі, верх — відносно розмічувальної осі:

$$\Delta_{\phi\lambda\sigma\delta\epsilon}^2 = \Delta_{\tilde{I}}^2 + 2\Delta_{\tilde{I}}^2 + 2\Delta_{\mathcal{D}}^2 + 2\Delta_{\hat{A}\hat{A}\mathcal{D}\mathcal{O}}^2 + 2\Delta_{\hat{I}\mathcal{D}}^2 \quad (3.4)$$

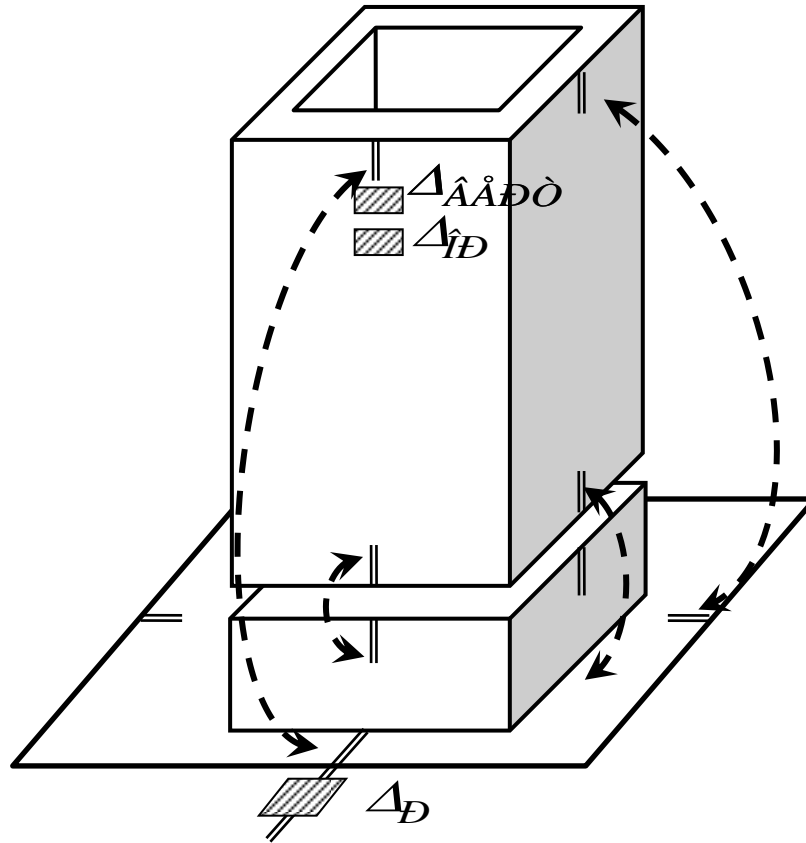


Рис. 3.9 Четвертий спосіб монтажу

Четвертий спосіб (рис. 3.9) — низ встановлюють по елементу, що знаходиться нижче, верх — по розмічувальній осі:

$$\Delta_{\phi\lambda\sigma\delta\epsilon}^2 = \Delta_{\tilde{I}}^2 + 2\Delta_{\tilde{I}}^2 + 2\Delta_{\mathcal{D}}^2 + 2\Delta_{\hat{A}\hat{A}\mathcal{D}\mathcal{O}}^2 + 2\Delta_{\hat{I}\mathcal{D}}^2 \quad (3.5)$$

У приведених формулах (3.2 - 3.5): $\Delta_{\tilde{I}}$ - допустима похибка геодезичної основи на вихідному горизонті; $\Delta_{\hat{I}}$ - допустима похибка проектування геодезичної основи на монтажний горизонт; $\Delta_{\mathcal{D}}$ - допустима похибка розмічувальних робіт; $\Delta_{\hat{I}\mathcal{D}}$ — допуск встановлення (монтажу) низу елемента; $\Delta_{\hat{A}\hat{A}\mathcal{D}\mathcal{O}}$ — допуск встановлення верху елемента (вертикальності); $\Delta_{\hat{I}\mathcal{D}}$ — допуск розмітки орієнтирних рисок на конструкціях.

Вертикальність секції шахти забезпечують за допомогою висків або за допомогою тахеометрів, що встановлені по осях шахти у двох взаємно перпендикулярних площинах.

У випадку будівництва монолітної шахти з використанням ковзної опалубки встановлюють наступні допуски на положення елементів опалубки [60].

Таблиця 3.6. Допуски на положення опалубки

№	Характеристики	Допустиме значення, мм
1	Розмір щита опалубки і каркасу для нього	1-2
2	Відхилення розмірів блок-форми	3-5
3	Відхилення від вертикалі площини опалубки	5-15
4	Зміщення осі опалубки від проектного положення	8-15
5	Різниця позначок поверхні робочої підлоги	10-15
6	Різниця позначок домкратних рам	10
7	Зміщення осі опалубки відносно осі споруди	10

Загалом для встановлення опалубки в проектне положення можна запропонувати вирази аналогічні до виразів 3.3 – 3.5.

Таким чином використовуючи вирази 3.3 – 3.5 вирішується задача попереднього розрахунку точності будівництва ліфтових шахт з врахуванням способу монтажу ліфтових блоків або встановлення опалубки при монолітному будівництві.

Методика розрахунку точності геодезичних робіт при монтажі та діагностуванні ліфтового устаткування

При виконанні монтажних робіт постає питання про точність геодезичних робіт, яка повинна забезпечити виведення напрямних ліфтової шахти в проектне положення, або про точність геодезичних вимірювань при виконанні контрольних вимірювань під час експлуатації ліфтового устаткування. В результаті детального аналізу встановлено, що фактично відсутні рекомендації стосовно норм точності на виконання геодезичних вимірювань при встановленні конструкцій в проектне положення. Нормативна література регламентує лише загальний допуск на встановлення ліфтового устаткування. Так в [51] вказано, що необхідно вивірити положення «ниток» напрямних по вискам, спущеним з шаблону, і перевірити відстань між головками напрямних і їх зсув за допомогою штихмаса. Не допускається відхилення напрямних від вертикалі більше 1/5000 на висоту до 50 м і не більше 10 мм при висоті понад 50 м. Відстань по штихмасу має бути витримана з допустимим відхиленням ± 2 мм. Зсув кромки робочих поверхонь і напрямних в місці стику не допускається більше 0,25 мм, виміри проводити лінійкою, прикладеною до площини напрямних. Зсув має бути усунений зачисткою виступів на довжині не менше 100 мм. Бічні робочі поверхні напрямних повинні знаходитися в одній вертикальній площині. Відхилення не повинне перевищувати 0,5 мм на висоту бічної робочої частини напрямної. Вимірювання проводити за допомогою штихмаса.

Розрахункова величина прогину напрямних має бути не більше 5 мм по обох осях для напрямних кабіни, противаги або врівноважуючого пристрою кабіни.

При визначенні точності геодезичних робіт за стандартною методикою, яка передбачає, що

геодезичні роботи виконують з точністю [88] $m_{\text{ввв}} = \frac{1}{6} \Delta$, існує велика ймовірність невинного завищення точності геодезичних робіт з усіма відповідними наслідками.

Виконавши детальний аналіз всіх складових, що утворюють загальний допуск на встановлення ліфтового устаткування, запропонуємо виконати розрахунок точності геодезичних робіт методом розмірних ланцюгів [28;100].

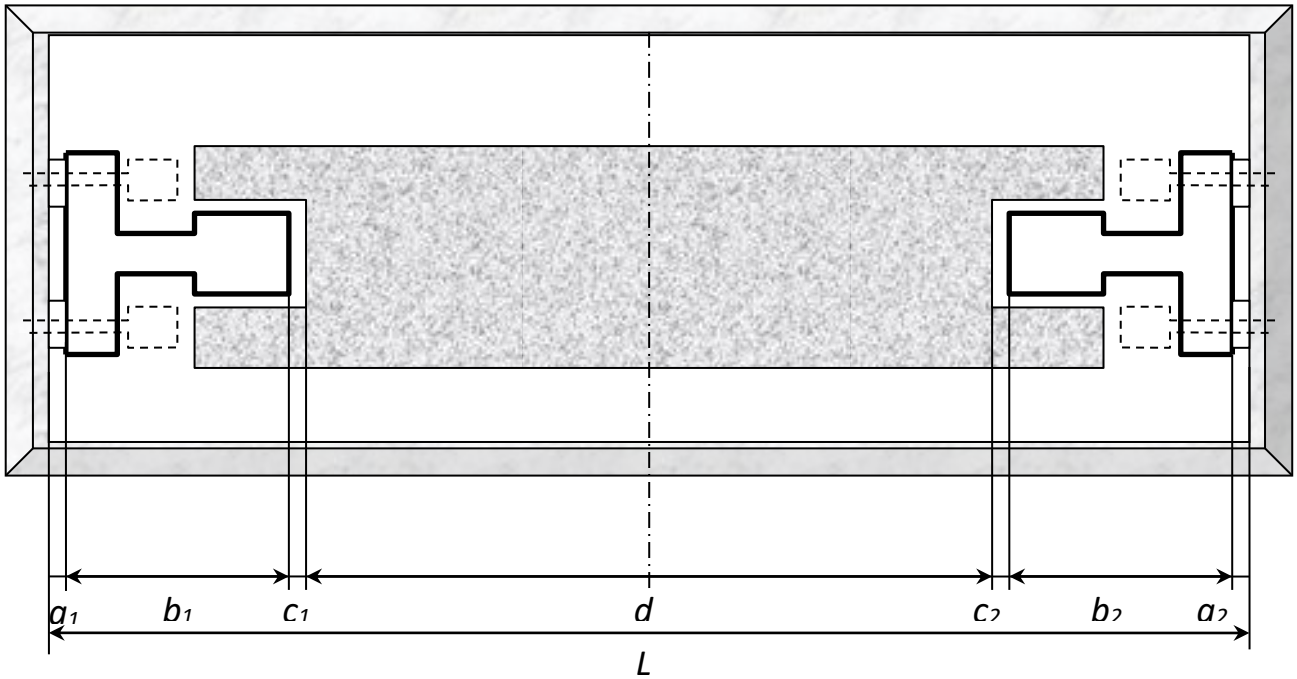


Рис. 3.10. Розмірний ланцюг для повздовжнього зміщення.

Для спрощення аналізу просторовий розмірний ланцюг представимо у вигляді декількох лінійних розмірних ланцюгів. Спочатку розглянемо розмірний ланцюг для визначення ланки-компенсатора для повздовжнього зміщення ліфтового устаткування. Згідно з рис. 3.10 маємо:

$$a_1 + a_2 = L - b_1 - b_2 - c_1 - c_2 - d \quad (3.6)$$

Прийmemo, що

$$a = a_1 + a_2 ;$$

$$b = b_1 + b_2 ;$$

$$c = c_1 + c_2 .$$

Розрахунок розмірних ланцюгів проводять або методом максимуму-мінімуму, або теоретико-ймовірнісним методом. При розрахунку за теоретико-ймовірнісним методом маємо:

$$2m_a^2 = m_L^2 + 2m_b^2 + 2m_c^2 + m_d^2 \quad (3.7)$$

Після перетворень отримаємо:

$$m_a = \sqrt{\frac{m_L^2 + 2m_b^2 + 2m_c^2 + m_d^2}{2}} \quad (3.8)$$

Згрупуємо похибки виготовлення в одну середню квадратичну похибку

$$m_{\text{дв}}^2 = 2m_b^2 + m_d^2 \quad (3.9)$$

Приймаючи, що вплив систематичних похибок відсутній отримаємо:

$$\Delta_a = 2t \sqrt{\frac{m_L^2 + m_{\text{аєаііò}}^2 + 2m_c^2}{2}} \quad (3.10)$$

Для замикаючої ланки

$$m_L = \sqrt{2m_a^2 + m_{\text{аєаііò}}^2 + 2m_c^2} \quad (3.11)$$

$$\Delta_L = 2t \sqrt{2m_a^2 + m_{\text{аєаііò}}^2 + 2m_c^2}$$

У методі максимуму-мінімуму, який більш повно враховує вплив систематичних похибок, рівняння похибок для замикаючої ланки матиме вигляд:

$$\Delta_L = 2\Delta_a + 2\Delta_b + 2\Delta_c + \Delta_d \quad (3.12)$$

Виконаємо розрахунок точності отримання замикаючої ланки L методом максимуму-мінімуму. Для цього приймемо, що допустимі відхилення виготовлення [40] $\delta_b = \delta_d = 0,5$

мм, для геодезичних робіт традиційно приймають за основу вираз $m_{\text{аєаііò}} = \frac{1}{6} \Delta$ отримаємо,

що $m_a = 0,5$ мм, допустимі відхилення монтажу $\delta_c = 0,5$ мм.

Отримаємо поле допуску [49] замикаючої ланки рис. 3.11.

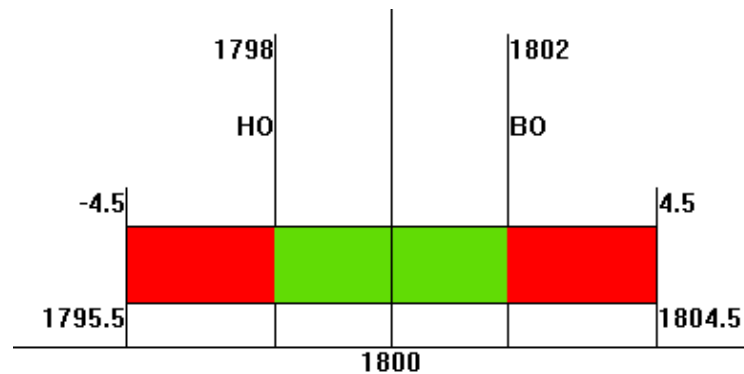


Рис. 3.11. Поле допуску для замикаючої ланки отримане методом максимуму-мінімуму.

Аналогічний розрахунок виконаємо теоретико-ймовірнісним методом.

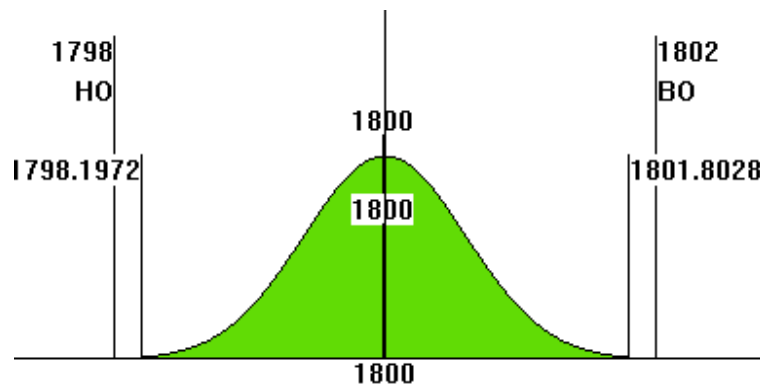


Рис. 3.12. Поле допуску для замикаючої ланки отримане теоретико-ймовірнісним методом.

Цікавим з точки зору розрахунку теоретико-ймовірнісним методом є розрахунок з урахуванням закону розподілу похибок виготовлення елементів конструкцій. Найчастіше ці

похибки підкоряються не нормальному розподілу, а закону розподілу Сімпсона. Для цього випадку отримаємо наступне поле допуску [49] рис. 3.13.

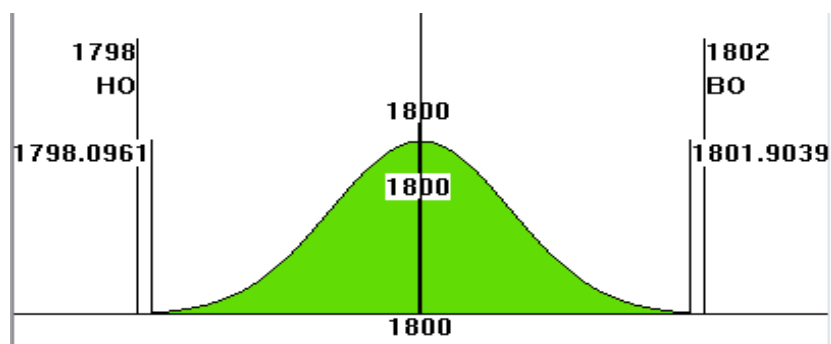


Рис. 3.13. Поле допуску для замикаючої ланки отримане теоретико-ймовірнісним методом з врахуванням різних законів розподілу складових похибок.

Отримані результати дозволяють зробити висновок, що не врахування законів розподілу похибок виготовлення конструкцій може призвести до зниження фактичного поля допуску результуючої ланки і як наслідок помилкового призначення точності інших складових розмірного ланцюга.

Розрахунком підтверджено, що використовуючи загальний вираз для отримання точності геодезичних робіт $m_{\text{а\text{а}а}} = \frac{1}{6} \Delta$, можна правильно встановити точність геодезичного забезпечення, при цьому залишається певний запас точності.

Для розрахунку розмірного ланцюга на співвісність напрямних ліфтової шахти можна побудувати два варіанти розрахунку замикаючої ланки. Перший варіант розрахунку відповідає класичній схемі розрахунку на співвісність конструкцій (рис.3.14).

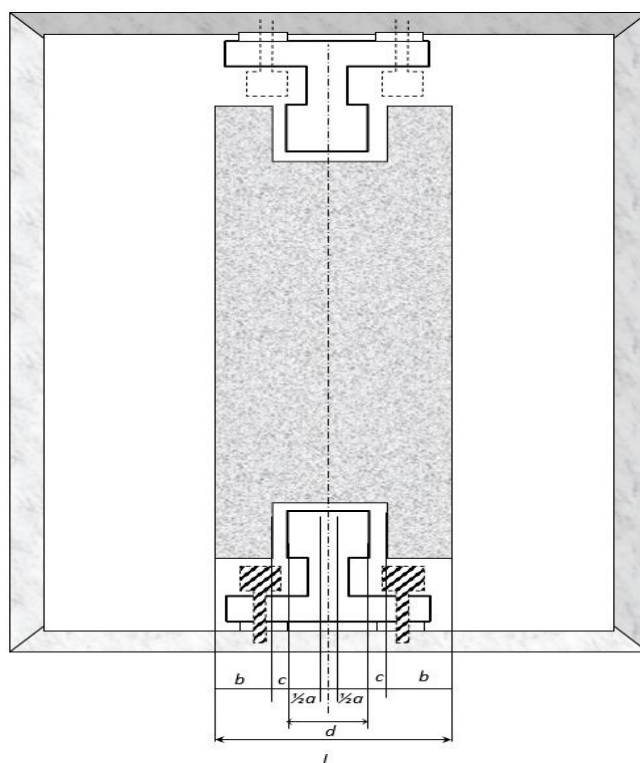


Рис. 3.14. Перший варіант розрахунку на співвісність.

Розглянемо розмірний ланцюг для визначення ланки-компенсатора для поперечного зміщення ліфтового устаткування. Згідно з рис. 3.14 маємо:

$$a = 2b + 2c + d - L \quad (3.13)$$

Після переходу до допустимих значень маємо:

$$\Delta_a = 2\Delta_b + 2\Delta_c + \Delta_d - \Delta_L \quad (3.14)$$

В результаті переходу до середніх квадратичних похибок отримаємо:

$$m_a^2 = m_L^2 + 2m_b^2 + 2m_c^2 + m_d^2 \quad (3.15)$$

Згрупуємо похибки виготовлення в одну середню квадратичну похибку

$$m_{\text{дв}}^2 = 2m_b^2 + m_d^2 \quad (3.16)$$

Отримані вирази за змістом співпадають з виразами для розрахунку повздовжнього зміщення напрямних.

В другому варіанті розмірний ланцюг записують для ланки-компенсатора в місцях кріплення напрямних.

Згідно з рис. 3.7 маємо:

$$a = 2b + 2c + d - 2e - L \quad (3.17)$$

Після переходу до допустимих значень маємо:

$$\Delta_a = 2\Delta_b + 2\Delta_c + \Delta_d - 2\Delta_e - \Delta_L \quad (3.18)$$

В результаті переходу до середніх квадратичних похибок отримаємо:

$$m_a^2 = m_L^2 + 2m_b^2 + 2m_c^2 + m_d^2 + 2m_e^2 \quad (3.19)$$

Згрупуємо похибки виготовлення в одну середню квадратичну похибку

$$m_{\text{дв}}^2 = 2m_e^2 + 2m_b^2 + m_d^2 \quad (3.20)$$

Використовуючи вирази 3.12-3.20 можна виконати розрахунок точності встановлення напрямних з врахуванням допуску на співвісність. В цьому варіанті розрахунку також необхідно врахувати закон розподілу похибок виготовлення конструкцій.

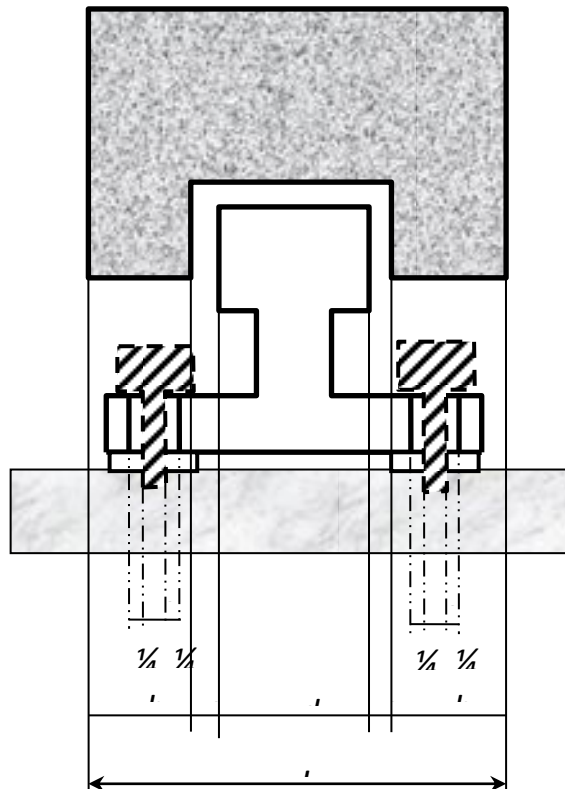


Рис. 3.15. Другий варіант розрахунку напрямних на співвісність.

На жаль, в нормативній літературі не вказано допуску на співвісність напрямних шахти. Тому логічно прийняти його рівним також 4 мм. Для наведених раніше вихідних даних отримуємо розрахунки поля допуску методом мінімуму-максимуму та теоретико-ймовірносним.

Отримаємо похибку замикаючої ланки (рис. 3.16).

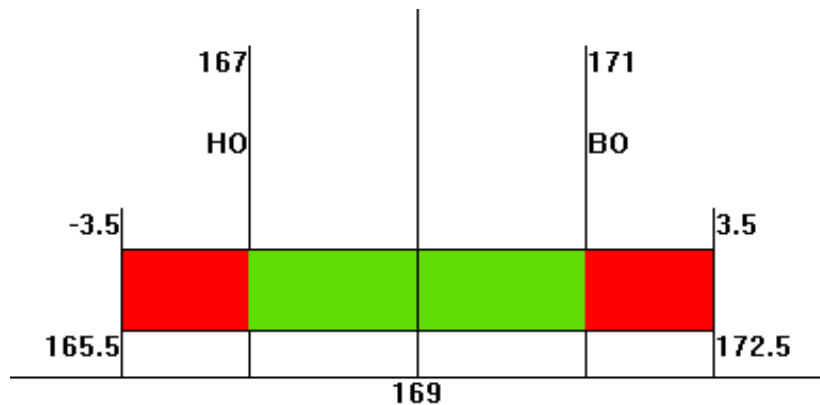


Рис. 3.16. Поле допуску для замикаючої ланки отримане методом максимуму-мінімуму.

Аналогічний розрахунок виконаємо теоретико-ймовірнісним методом.

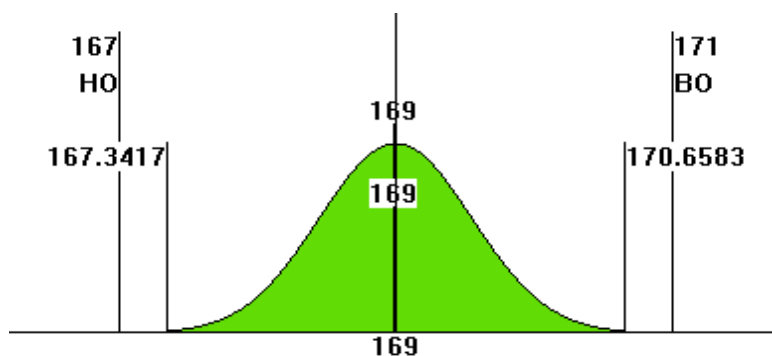


Рис. 3.17. Поле допуску для замикаючої ланки отримане теоретико-ймовірнісним методом з врахуванням різних законів розподілу складових похибок.

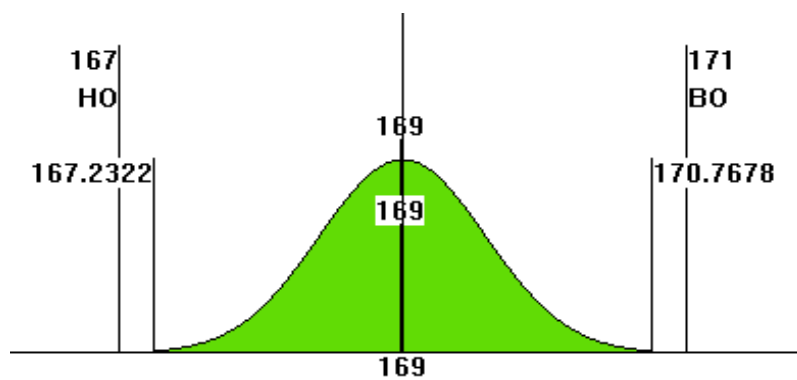


Рис. 3.18. Поле допуску для замикаючої ланки отримане теоретико-ймовірнісним методом з врахуванням різних законів розподілу складових похибок.

Отримані результати підтверджують, що встановлений рівень точності геодезичних робіт задовольняє вимогам до точності встановлення напрямних ліфтової шахти, тож

необхідно розробити технологію визначення геометричних параметрів технологічного устаткування ліфтів, яка відповідає прийнятому рівню точності.

3.3 Технології визначення геометричних параметрів ліфтових шахт

Технологія визначення геометричних параметрів ліфтових шахт з використанням електронних тахеометрів

До теперішнього часу головним нормативним документом на який посилаються при будівництві та експлуатації ліфтів є радянський ГОСТ 22845-85 [51], який набув чинності в 1985 році. Цілком зрозуміло, що за період майже в 25 років в системі будівництва та засобів контролю якості будівництва відбулися величезні зміни. Одним з прикладів невідповідності даного нормативного документу можна вважати рекомендацію використовувати струнні виски для контролю якості монтажу ліфтових шахт. Для будівель з кількістю поверхів більше 16 таку методику реалізувати просто неможливо, що доведено наприклад в роботі [84], яка теж не є новою. Отже розробка нових технологій та методик, що дозволять з високою точністю виконувати контрольні-монтажні спостереження в умовах сучасного будівництва є важливою і актуальною проблемою інженерної геодезії.

Традиційна технологія контролю якості будівництва ліфтових шахт детально представлена в роботах [58;84]. За основу тут взято виски. Така технологія, окрім недоліків, зазначених вище, не дозволяє виконувати контроль положення напрямних в ліфтовій шахті. Спроба уникнути обмежень, що пов'язані з великою поверховістю споруд, зроблена в роботі [64]. Для контрольних вимірів запропоновано виготовляти спеціальну раму, положення якої визначають за допомогою лазерного приладу вертикального проектування. Проте, таке устаткування не дозволяє визначити кручення ліфтової шахти. В роботі [94] далі розвинена ідея використання лазерних приладів вертикального проектування. Найкращим варіантом тут визнано використання 4-х лазерних візирів, що встановлені на нижньому поверсі ліфтової шахти і утворюють чотирикутник. Від кожного лазерного променя виконують відповідні контрольні виміри до елементів ліфтової шахти. Недоліком такої технології є складність її реалізації при спостереженні за ліфтами, що вже знаходяться в експлуатації, через наявність ліфтового устаткування в шахті.

Тож поставимо собі за мету розробити технологію та методику визначення геометричних параметрів ліфтових шахт з використанням електронних тахеометрів. Використання запропонованої методики дозволить виконувати контрольні виміри на будівлях підвищеної поверховості і безпосередньо спростити процедуру контролю.

Перелічені вище недоліки існуючих методів зумовили пошук нових можливих технологічних схем виконання геодезичних контрольних вимірів. Цілком зрозуміло, що пошук нових варіантів слід виконувати серед новітніх геодезичних приладів, одними з яких є електронні тахеометри. Використання сучасних електронних тахеометрів в інженерній геодезії суттєво вплинуло на удосконалення технологій геодезичних робіт в будівництві. Найбільш цікавим, в цьому аспекті, є можливість використання безрефлекторного режиму вимірювання відстаней, що значно розширило спектр задач, які можна вирішувати, зменшило кількість трудовитрат та, найголовніше, убезпечило життя та здоров'я виконавців при виконанні складних та небезпечних робіт.

Перед нами стоїть задача визначити просторові координати контрольних точок ліфтової шахти. Як правило, по формі ліфтова шахта представлена у вигляді чотирикутника з

її внутрішніми кутами та дверним отвором (рис.3.19). Кількість контрольних точок може бути збільшена в залежності від розмірів ліфтової шахти та її форми.



Рис.3.19 Схема розташування контрольних точок ліфтової шахти

При виконанні геодезичного знімання контрольних точок ліфтових шахт за допомогою електронного тахеометру, в зв'язку з обмеженістю простору, можливість встановити прилад є тільки на міжповерховій плиті перекриття в дверному прорізі. Але при цьому виникають закриті зони, які не дозволяють виконати наведення на контрольні точки 2, 5.

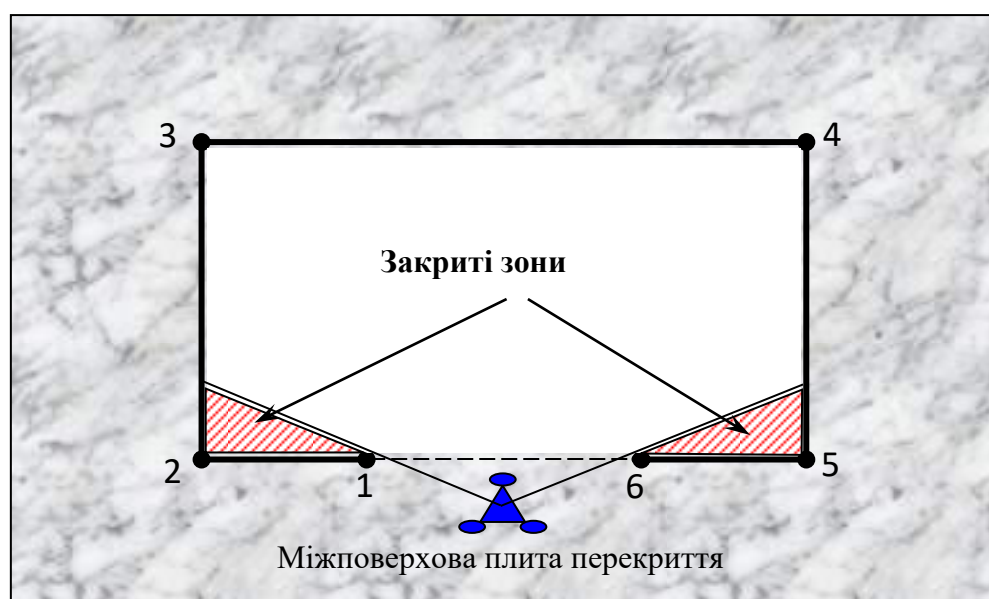


Рис. 3.20. Схема розташування закритих зон

Тому, прилад необхідно висувати в середину шахти на 10-20 см для ліквідації закритих зон. Встановити прилад безпосередньо в шахті можливо з використанням центрального столика. Конструкцію такого столика було розроблено проф. П.І. Бараном, з детальною будовою столика можна ознайомитись в роботі [35]. Центрувальний столик кріплять в дверному прорізі ліфтової шахти. Схему встановлення центрального столика наведено на рис. 3.21.

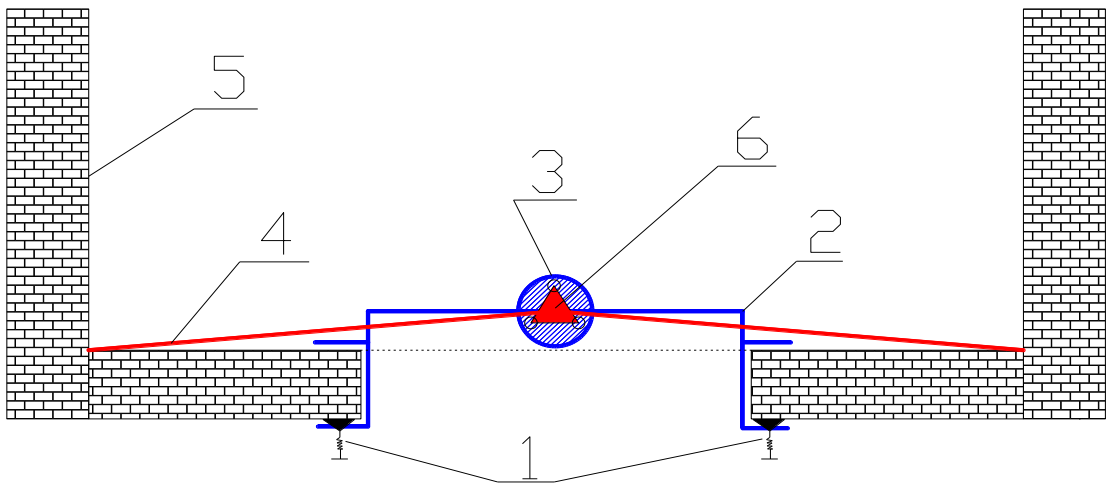


Рис. 3.21. Схема встановлення приладу в дверному отворі шахти

1- зажимні гвинти; 2- рама; 3- центрувальний столик; 4- лазерний промінь; 5- ліфтова шахта; 6- електронний тахеометр.

Після встановлення приладу приступають до визначення просторових координат контрольних точок. Для визначення просторових координат $(x; y; z)$ необхідно ввести єдину систему координат для виконання знімання контрольних точок по всій висоті ліфтової шахти.

Для встановлення єдиної системи координат можна запропонувати два варіанти.

В першому варіанті, який придатний для будівель низької поверховості, використовують два дротяні виски. Виски закріплені на плиті перекриття ліфтової шахти з відомою відстанню між ними B (рис. 3.22).

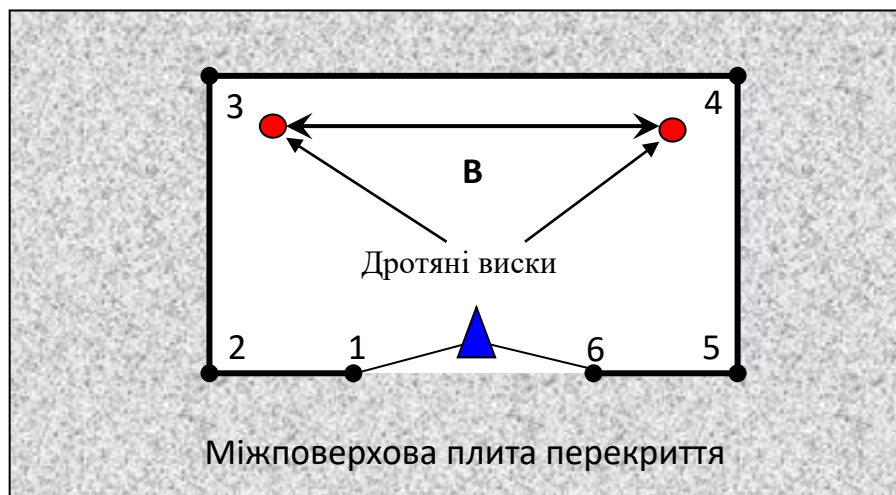


Рис.3.22. Схема закріплення висків в ліфтовій шахті, як носіїв системи координат в ліфтовій шахті

Виски необхідно розташувати приблизно паралельно вздовж лінії стіни шахти між точками 3-4. Визначення координат точки спостережень виконують візуванням та вимірюванням безпосередньо на дротяні виски, координати яких відомі в прийнятій системі координат, та розв'язанням зворотної лінійно-кутової засічки.

В другому варіанті, який придатний для будівель високої поверховості використовують два вертикальних лазерних промені.



Рис.3.23. Центрувальний столик з електронним тахеометром та палетками.

На відміну від способу з дротяними висками, вертикальні лазерні промені з відомою відстанню **В** розташовуються вздовж лінії 2-5 біля дверного отвору, що є особливістю запропонованого способу.

Як в першому, так і в другому способі станцією спостережень оператора з приладом буде точка в центрі дверного отвору, яка на 10-20 см виступає в середину шахти, для чого запропоновано використовувати додатковий пристрій – центрувальний столик. Висування приладу в середину шахти виконується для того, щоб уникнути закритих зон в точках 2, 5.

Виконання вимірювань необхідно починати з визначення координат станції спостережень. Для першого варіанту з дротяними висками використовуємо програму тахеометра зворотної лінійно-кутової засічки. Наводячись і вимірюючи на один, а потім на другий висок координати яких відомі, визначаємо координати станції спостережень.

На другому варіанті з вертикальними лазерними променями зупинимось більш детальніше. В цьому способі є особливість, що стосується визначення координат станції спостережень, яка полягає в наступному: базисна лінія, утворена вертикальними лазерними променями знаходиться вздовж стіни з дверним отвором. Тому центрувальний столик має два додаткових елементи - палетки (рис. 3.23). Палетки кріпляться до центрувального столика за допомогою телескопічних штанг таким чином, щоб відстань між центрами палеток дорівнювала відстані між **В** і таким чином три точки (палетка 1, палетка 2 та прилад) знаходились на одній лінії.

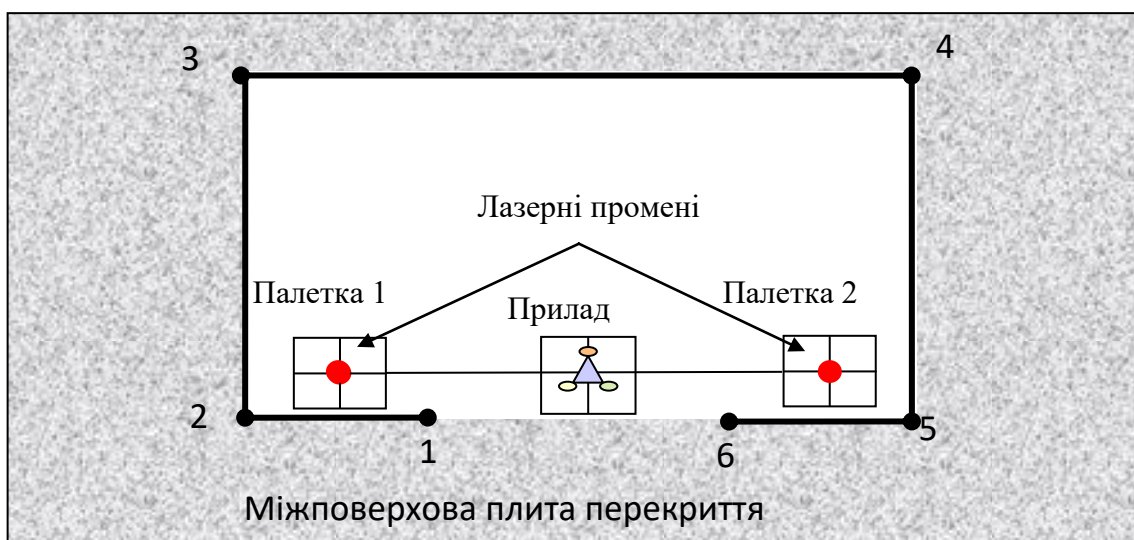


Рис.3.24. Схема визначення координат точки спостережень за допомогою додаткових палеток

Сумістивши центри палеток з проєкціями вертикальних лазерних променів та знаючи відстань між променями B , враховуючи, що всі три точки розташовані на одній лінії, знаходимо координати станції спостережень. Отже, після визначення координат станції спостережень та використовуючи функцію електронного тахеометру «видимий лазерний промінь», можемо виконувати наведення на контрольні точки ліфтової шахти та виконувати вимірювання з визначенням їх координат.

Слід зазначити, що якщо на першому ярусі виконати фіксацію зображення проєкції лазерної плями на палетках, то при зміні ярусу з приладом, за допомогою центрального столика та його можливості переміщуватись в горизонтальній площині (мікрометричні гвинти) можемо встановити прилад з палетками в точку, планові координати якої дорівнюють координатам початкової точки на першому ярусі.

Таким чином, прилад при зміні ярусу, матиме постійне значення планових координат, змінюватись буде лише висотне положення. Така методика дозволяє виконувати знімання в умовній системі координат, носіями якої є вертикальні лазерні промені, по всій висоті шахти.

Для запропонованих вище способів доцільно виконати попередній розрахунок точності визначення координат контрольних точок. Аналіз основних джерел похибок та розрахунок точності виконаємо для другого способу оскільки він має значно більший діапазон застосування.

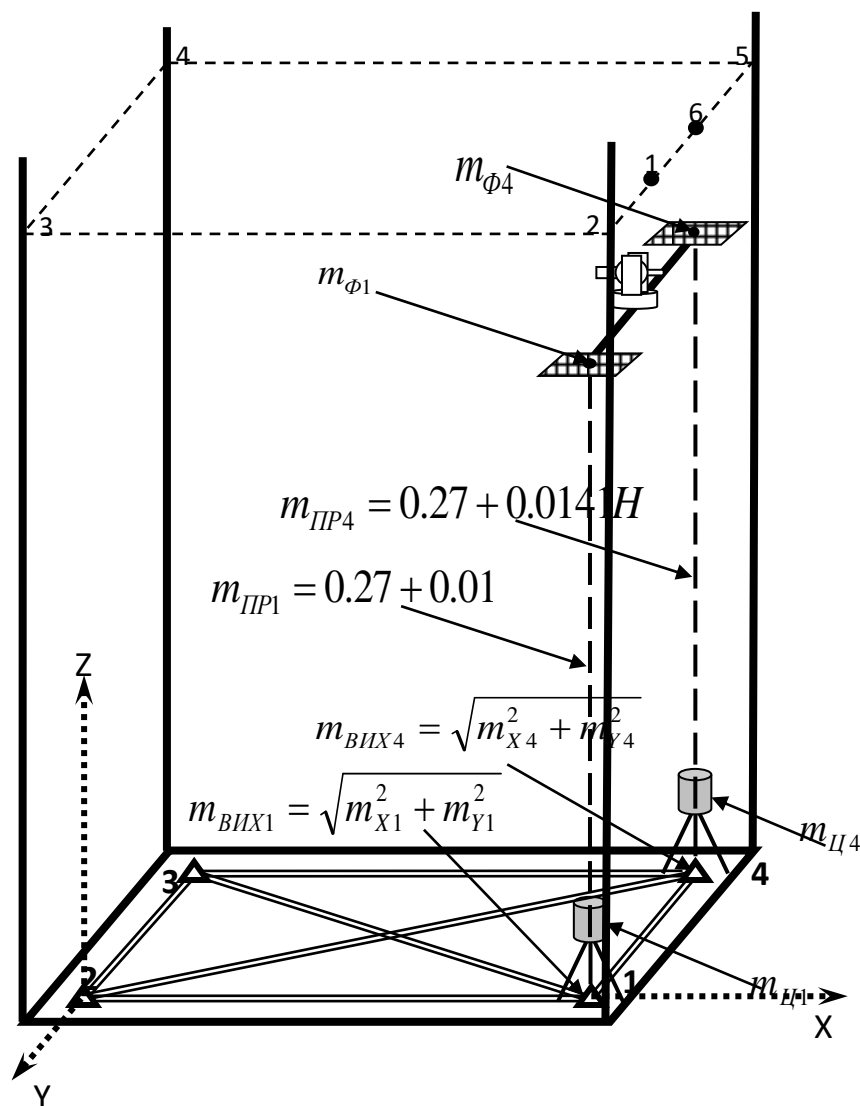


Рис. 3.25. Просторова схема визначення координат контрольних точок та

Всі похибки, що впливають на точність визначення координат контрольних точок розділимо на дві групи: перша – похибки безпосередньо визначення координат електронним тахеометром; друга – похибки визначення координат точки спостережень. Похибки першої групи досить просто розрахувати за наступними виразами, які отримують з формул полярної засічки при умові відсутності кореляційних залежностей між спостережуваними величинами:

$$\left. \begin{aligned} m_X^2 &= (m_z \cdot S \cdot \cos\beta \cdot \cos z)^2 + (m_\beta \cdot S \cdot \sin z \cdot \sin\beta)^2 + (m_s \cdot \sin z \cdot \cos\beta)^2 \\ m_Y^2 &= (m_z \cdot S \cdot \sin\beta \cdot \cos z)^2 + (m_\beta \cdot S \cdot \sin z \cdot \cos\beta)^2 + (m_s \cdot \sin z \cdot \sin\beta)^2 \\ m_Z^2 &= (m_z \cdot S \cdot \sin z)^2 + (m_s \cdot \cos z)^2 \end{aligned} \right\} \quad (3.21)$$

де m_z , m_β , m_s - СКП вимірювання, відповідно, вертикального, горизонтального кута та відстані, Z – значення вертикального кута, β – значення горизонтального кута, S – значення відстані.

Похибки координат точки спостережень отримують через похибки орієнтування приладу в точці спостережень за зображеннями лазерних променів на Палетках 1 і 2. Відповідно до цього розрахуємо похибку визначення координат на Палетках 1 і 2. Для простоти обчислень приймемо, що точність отримання координат на Палетках 1 і 2 однакова. Отже до похибки визначення координат точки лазерної плями на палетці входять:

$m_{ВИХ1} = \sqrt{m_{X1}^2 + m_{Y1}^2}$ - похибка вихідних даних, викликана похибками в побудові геодезичної основи або монтажного базису на першому поверсі ліфтової шахти;

$m_{Ц1}$ - похибка центрування лазерного приладу вертикального проектування;

$m_{ПР1} = 0.27 + 0.0141H$ - похибка проектування точки на монтажних горизонт, відповідно до роботи [48] (формула отримана за дослідженнями проф. С.П. Войтенко);

$m_{\phi 1} = 0,5H^{-5} + 1$ - похибка фіксації положення лазерної плями на палетці, відповідно до роботи [48];

$m_{ВИС}$ - похибка передачі висоти. Оскільки передача виконується з використанням електронних тахеометрів, а відстань не перевищує 120 м, то ця похибка фактично залежить лише від постійної складової похибки конкретного тахеометра або світловідалеміра.

Для попередніх розрахунків оберемо електронний тахеометр Sokkia SET 530 RK3 для якого було виконано дослідження його роботи в без рефлекторному режимі. Заявлена виробником точність вимірювання: горизонтальних і вертикальних кутів – $m_\beta = 5''$; відстані на призму – $m_s = 2 + 2 \cdot 10^{-6} \cdot S$; відстані без рефлекторний режим – $m_s = 3 + 2 \cdot 10^{-6} \cdot S$;

Використаємо вирази (3.20) та зробивши спрощення, приймемо, що контрольні точки знаходяться в одній горизонтальній площині з приладом. Тоді для контрольних точок будемо мати наступні значення СКП в проекціях на координатні осі.

Таблиця 3.7. Значення СКП координат в залежності від розташування контрольної точки

Номер точки			
1,2			
3,4	,1	,1	
5,6			

Для отримання похибки координат лазерної плями на палетці отримаємо наступний вираз для розрахунку точності для лівого і правого променя відповідно:

$$\left. \begin{aligned} m_{ЛП1} &= \sqrt{m_{ВИХ1}^2 + m_{Ц1}^2 + m_{ПР1}^2 + m_{Ф1}^2} \\ m_{ЛП4} &= \sqrt{m_{ВИХ4}^2 + m_{Ц4}^2 + m_{ПР4}^2 + m_{Ф4}^2} \end{aligned} \right\} \quad (3.22)$$

Та загальну похибку визначення координат точки спостережень

$$m_{ТСТ} = \sqrt{m_{ЛП1}^2 + m_{ЛП4}^2} \quad (3.23)$$

За виразом (3.8) розраховують похибку планового положення точки спостережень, яка має значно більше значення в порівнянні з висотною складовою. При необхідності до похибки $m_{ТСТ}$ додають похибку $m_{ВИС}$.

На завершення отримують похибку визначення планового положення контрольної точки:

$$m_P = \sqrt{m_{ТСТ}^2 + m_{ТАХ}^2} \quad (3.24)$$

Виконаємо попередній розрахунок точності визначення координат контрольних точок. Результати розрахунків зведемо до таблиці 3.8.

Таблиця 3.8. Попередній розрахунок точності визначення координат контрольних точок

Висота споруди Н, м	$m_{ВИХ}$	$m_{Ц}$	$m_{ПР}$	$m_{Ф}$	$m_{ТСТ}$	m_P
40	0,5	0,5	0,8	1,2	2,3	3,8
80	0,5	0,5	1,4	1,4	3	4,2
120	0,5	0,5	2,0	1,6	3,8	4,8

З таблиці 3.8 можна зробити висновок, що значний вплив на точність визначення координат має похибка визначення координат електронним тахеометром в безрефлекторному режимі. Проте як свідчать дослідження авторів на коротких відстанях, що мають місце в ліфтовій шахті, точність вимірювання відстані фактично знаходиться на рівні 1мм. Отже наближено точність визначення координат можна прийняти рівною похибці

m_{TCT} . У відповідності до [51] основними геометричними параметрами ліфтової шахти, які необхідно забезпечити є:

- відхилення дійсних внутрішніх розмірів стінок шахти в плані повинно бути не більше +30 мм, різниця діагоналей 25 мм;
- відхилення від симетричності сталевих закладних виробів відносно загальної вертикальної осі повинно бути не більше ± 10 мм;
- відхилення від симетричності осі отвору дверей шахти відносно загальної вертикальної вісі повинно бути не більше ± 10 мм.

Запропонована технологія дозволяє витримати встановлені допуски, а при підвищенні вимог до центрування та фіксації дозволить виконувати контроль напрямних в ліфтовій шахті.

За отриманими результатами встановлено, що запропонована технологія та методика контролю геометричних параметрів ліфтових шахт на монтажних горизонтах з використанням електронних тахеометрів, дозволяє вирішити складну задачу забезпечення будівництва ліфтових шахт на висотних будівлях. Отримані попередні результати свідчать про те, що запропонований спосіб цілком придатний для контролю геометричних розмірів ліфтових шахт будь-яких висотних будівель.

Технологія визначення геометричних параметрів ліфтових шахт з використанням наземного лазерного сканування

Для перевірки геометрії ліфтових шахт до сьогоднішнього дня використовують традиційні методи, які базуються на використанні дротяних висків. Технологія проведення перевірки регламентується нормативною літературою, затвердженою ще в СРСР. Для перевірки положення кабіни по всій висоті шахти з шаблону, по його кутах опускають чотири виски із сталевого дроту діаметром 1-1,5 мм. У напрямку до кінців висків навішують вантаж масою 10-15 кг Лінійкою заміряють відстані від висків до стінок шахти, починаючи з напрямку шахти, а результати заносять в таблицю. Виміри порівнюють з проектними, якщо виявляється, що деякі дійсні розміри збільшені або зменшені, необхідно перемістити шаблон так, щоб були витримані проектні розміри від кабіни до стінок шахти. Якщо розміри шахт зменшені так, що знайти таке положення кабіни, при якому необхідні розміри були б дотримані, не є можливим, необхідно вирішити питання про доведення шахти до необхідних розмірів. Відхилення дійсних внутрішніх розмірів стінок шахти (у плані) від номінальних, вказаних в робочих кресленнях, не повинно бути більш +30 мм. Різниця довжин діагоналей шахти (у плані) має бути не більше 25 мм. Відхилення стінок шахти від вертикальної площини не повинні перевищувати 15 мм при висоті підйому кабіни до 45 м, 20 мм при висоті підйому від 45 до 75 м і 30 мм при висоті підйому від 75 до 150 м.

Для дослідження відхилення стінок шахти від вертикальності та дотримання лінійних розмірів шахти запропонуємо визначати параметри ліфтових шахт за допомогою наземного лазерного сканування. Головною умовою виконання лазерного сканування є збереження допустимого кута падіння лазерного променя на поверхню шахти, в зв'язку з падінням точності вимірювань при значному відхиленні лазерного променя від нормалі до поверхні вимірювань. Обчислимо параметри сканування в проекції на вертикальну площину, при цьому приймемо, що сканування виконується по варіантах так, як це показано на рис. 3.26.

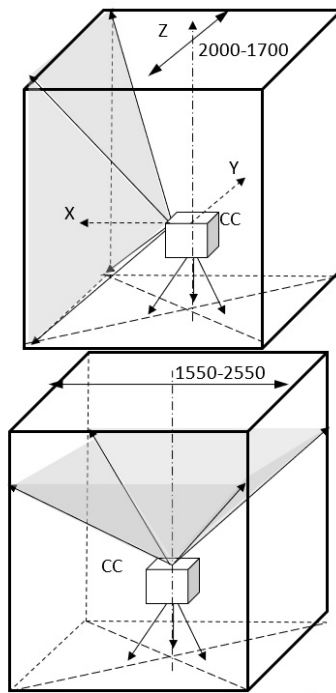


Рис. 3.26. Варіанти лазерного сканування ліфтової шахти.

При послідовному скануванні шахти по висоті з перекриттям між сусідніми сканами будемо мати наступну схему розташування станцій сканування в проекції на площину YZ та XZ [103].

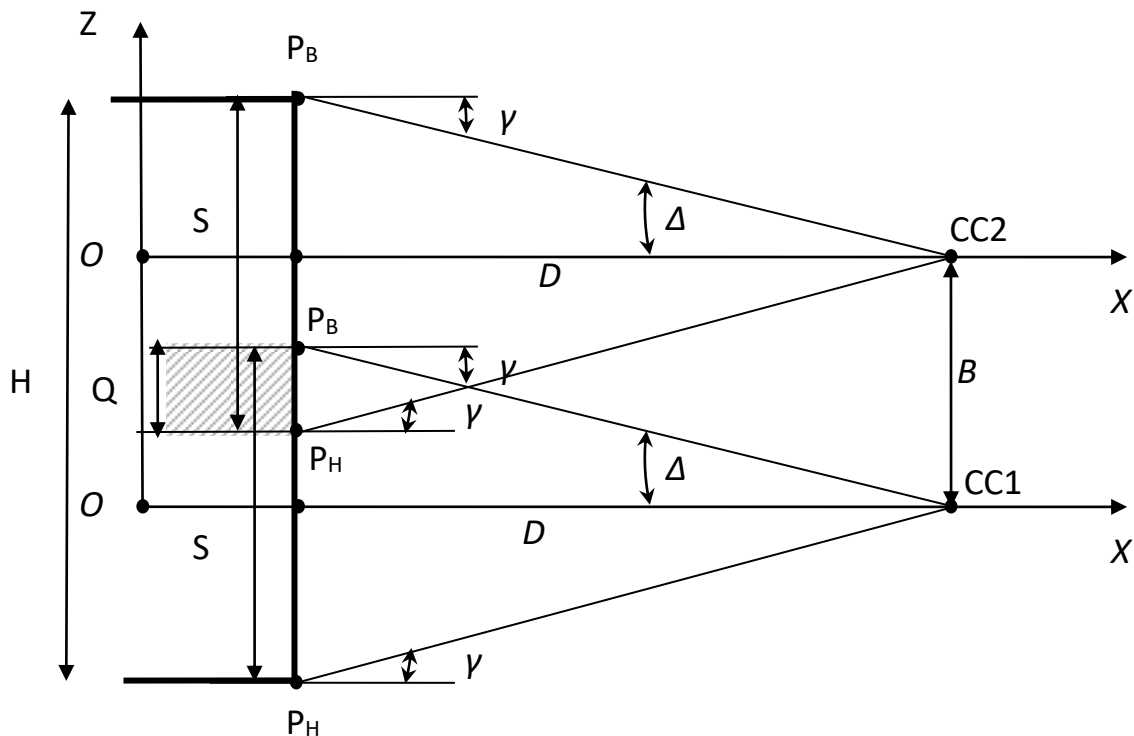


Рис. 3.27. Послідовне розташування двох станцій сканування.

γ – кут відхилення від нормалі лазерного променя; Δ – кут між лінією сканування по нормалі до поверхні і лінією сканування до точки P ; D – відстань між станцією сканування і поверхнею; S – захват.

Максимальний захват по вертикалі при заданій відстані і куті падіння, обчислюють як:

$$\Delta = \gamma; \quad S = 2Dtg\Delta \quad (3.25)$$

За виразом 3.25 побудуємо графіки захвату шахти по вертикалі в залежності від кута падіння лазерного променя та відстані до площини сканування.

При відсутності перекриття, кількість станцій сканування (СС) для шахти висоти H обчислюють:

$$N = \frac{H}{S} \quad (3.26)$$

При умові, що кожен скан забезпечений 4-ма опорними точками з відомими координатами, сканування виконують без перекриття. Однак кількість точок з відомими координатами обмежена, тому виконують сканування з незначним перекриттям по аналогії з фототріангуляцією за наземними фотознімками. В перекритті розташовують зв'язуючі точки. Якщо прийняти величину можливого перекриття $Q = (0.1 \div 0.3)S$, тоді є можливість обчислити відстань B між СС та їх кількістю [103]:

$$B = S - Q; \quad N' = \frac{H + (N-1)Q}{S} \quad (3.27)$$

Аналізуючи формули (3.25-3.27) можна зробити висновок, що найбільш доцільно станції сканування розташовувати по діагоналі шахти для збільшення величини захвату шахти.

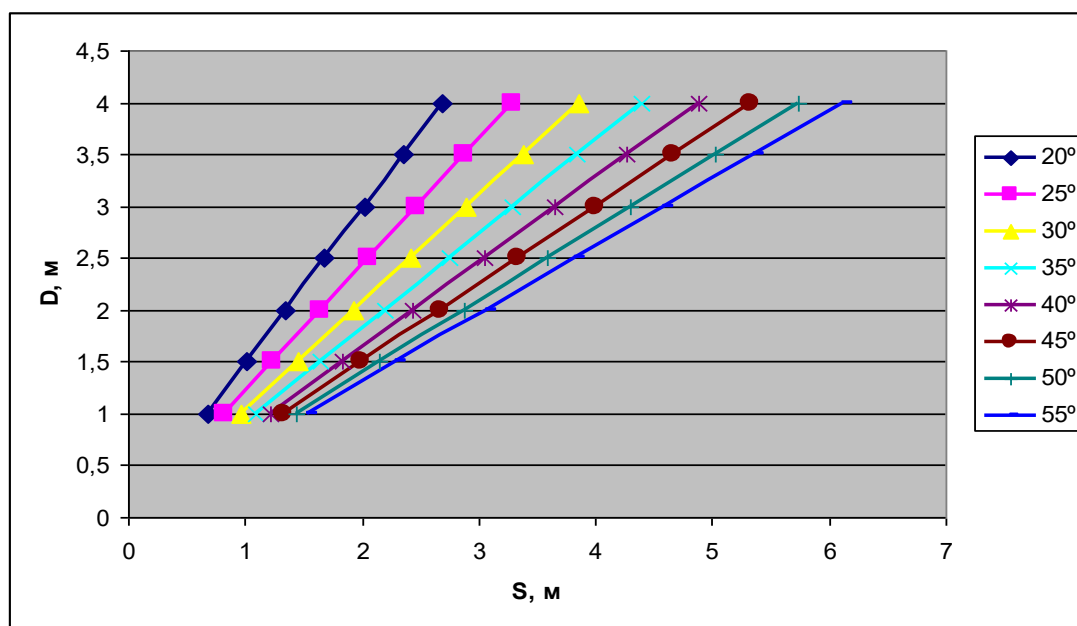


Рис. 3.28. Захват шахти по вертикалі.

3.4 Технології визначення геометричних параметрів ліфтового устаткування

Технологія визначення геометричних параметрів технологічного устаткування з використанням електронного тахеометра

За результатами, що отримані встановлено, що для геодезичного забезпечення монтажу та експлуатації напрямних ліфтових шахт розроблена раніше методика не забезпечує необхідної точності.

Монтаж та експлуатація напрямних ліфтової шахти мають певні особливості в порівнянні з будівництвом ліфтових шахт. Напрямні встановлюються одразу по всій довжині шахти, після чого ліфтові служби виконують їх вивірку і доведення в проектне положення. Схема розташування напрямних наведена на рис. 3.29.

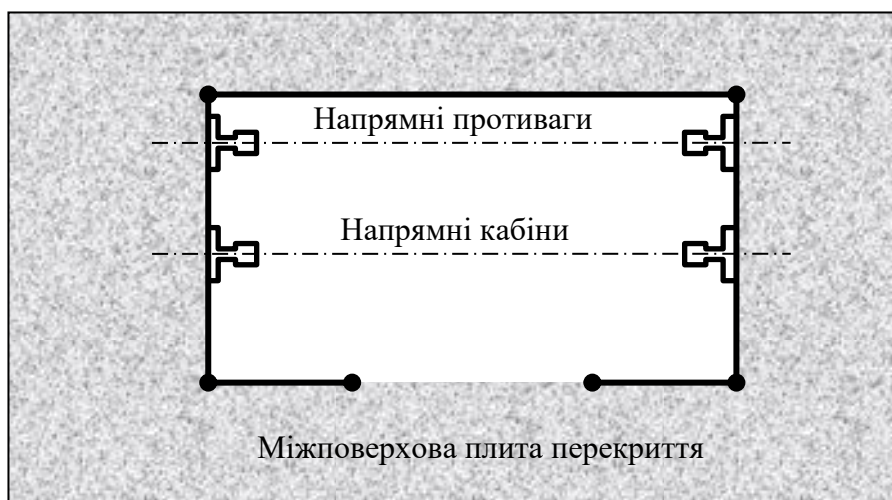


Рис.3.29. Схема розташування напрямних ліфтової шахти.

Для вивірки напрямних ліфтові служби використовують вимірювальну каретку з висками, яку послідовно переміщують вздовж напрямних. Практично така вимірювальна каретка дозволяє визначити відстань між напрямними, їх вертикальність та не прямолінійність. Проте питання точності такої каретки є відкритим. Така система використовувалась для монтажу напрямних 16-ти поверхових будинків і невідомо наскільки адекватні результати буде видавати така вимірювальна система. Однією з найважливіших задач в сучасному будівництві є забезпечення проектувальників інформацією про просторове положення всієї конструкції, в даному випадку положення системи напрямних. Таким чином, нашою метою є розроблення технології та методики визначення геометричних параметрів напрямних ліфтових шахт з використанням електронних тахеометрів. Використання запропонованої методики дозволить виконувати контрольні виміри на будівлях підвищеної поверховості і безпосередньо спростити процедуру контролю.

Отже, перед нами стоїть задача визначити просторові координати ліфтових напрямних. Для вирішення поставленої задачі скористаємось технологією, що була запропонована нами в другому розділі для виконання геодезичного знімання контрольних точок ліфтових шахт, за допомогою електронного тахеометру. Згідно з цією технологією, прилад необхідно встановити в середину шахти на 10-20 см для ліквідації закритих зон. Для встановлення єдиної системи координат необхідно встановити два лазерних прилади вертикального проектування на вихідному горизонті [65;66].

На відміну від визначення положення контрольних точок ліфтової шахти, при визначенні положення напрямних, немає необхідності у створенні геодезичної мережі на вихідному монтажному горизонті.

Як в першому, так і в другому способі станцією спостережень оператора з приладом буде точка в центрі дверного отвору, яка на 10-20 см виступає в середину шахти, для чого запропоновано використовувати додатковий пристрій – центрувальний столик.

Виконання вимірювань розпочинають з визначення координат станції спостережень. Визначення координат виконують, як і в попередньому способі за допомогою палеток, що кріпляться до центрувального столика.

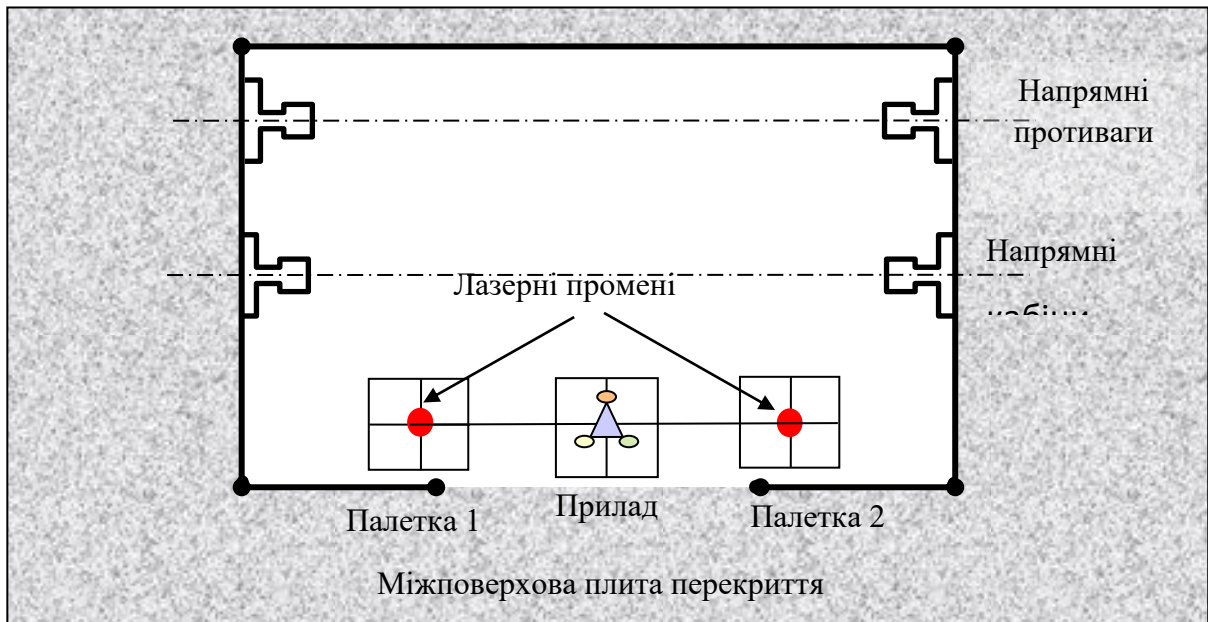


Рис.3.30. Схема визначення координат точки стояння за допомогою додаткових палеток

Сумістивши центри палеток з проєкціями вертикальних лазерних променів та знаючи відстань між центрами палеток, враховуючи, що всі три точки розташовані на одній лінії, вводимо умовну систему координат, в якій знаходимо координати станції спостережень. Після визначення координат станції спостережень на напрямні встановлюють відбивач на магнітному кріпленні і вимірюють координати точок на напрямних.

Для запропонованого способу виконаємо попередній розрахунок точності визначення координат напрямних:

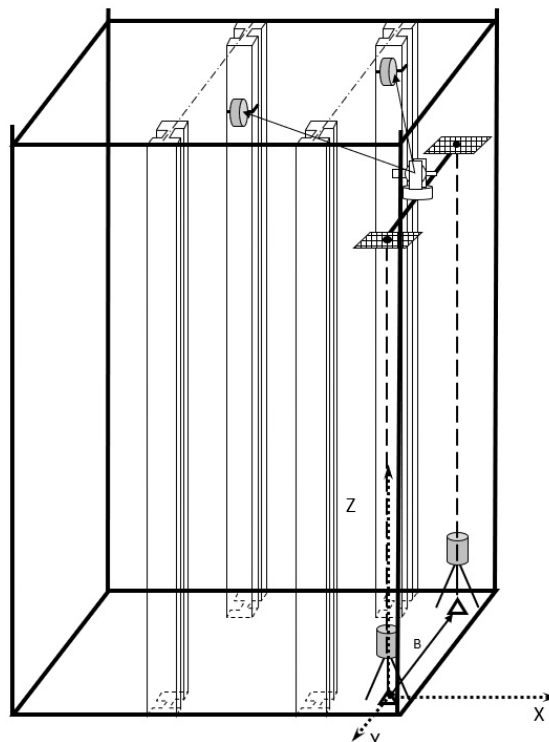


Рис. 3.31. Просторова схема визначення координат напрямних та основні похибки, що впливають на точність визначення

Розрахунок точності слід розділити на такі етапи [39;8]:

1 Точність побудови лазерної вертикалі приладом LV1 (Sokkia) складає 5''

Для встановлення системи координат використовують дві вертикалі, які утворюватимуть базисну лінію **B**. Система планових координат задається двома точками які утворюються проєкціями вертикальних ліній на горизонтальну площину, які будуються лазерними приладами вертикального проєктування в середині шахти та утворюють базисну лінію.

Точність побудови базисної лінії буде [43]:

$$\text{При } H=100\text{м } m_{\text{ааа}} = m_{\text{ааа}\delta\delta.1} \cdot \sqrt{2} = \frac{5'' \cdot 100000}{206265} \sqrt{2} = 2,4 \text{ мм} \quad (3.28)$$

2 Точність центрування (координування станції спостережень), тобто точність розміщення точок П1,Т1,П2 (П1-палетка 1, Т1-тахеометр, П2-палетка 2) на одній прямій.

Пряму лінію будуть задавати точки палетки П1 та П2.

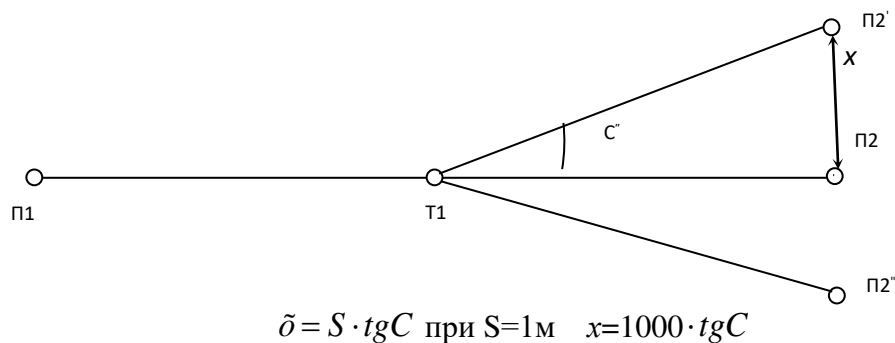
Методика вивірки має бути наступною:

- a) Визначаємо колімаційну похибку тахеометра
- b)

$$C = \frac{\hat{E}\ddot{E} - \hat{E}\ddot{I} \pm 180}{2} \quad (3.29)$$

- c) Визначаємо поперечний зсув x точки П2.

та відкладаємо його по палетці перпендикулярно до лінії П1-П2 і фіксуємо його положення на палетці точками П2' та П2'', відповідно при лівому та правому положенні вертикального круга тахеометра.



- d) Мікрометрними гвинтами підводимо положення т. Т1 до співпадіння візирної вісі з точками П2' та П2'', відповідно при лівому та правому положенні вертикального круга тахеометра .

Слід зазначити, що при виконанні визначення координат станції спостережень при поярусному переміщенні системи центрального столика з палетками необхідно забезпечити незмінне відносне положення точок П1,Т1, П2, за збереженням цієї умови цей фактор на точність визначення координат станції спостережень впливати не буде.

3. Точність суміщення точок лазерних вертикальних променів з точками на палетці при поярусних переміщеннях конструкцій.

Точність суміщення в цьому випадку буде залежати від:

- a) Розсіюваності лазерного променя та його діаметру
- b) Візуального суміщення точки на палетці та центром лазерного променя.

Для приладу вертикального проектування Sokkia LV1 при $S=100$ м. діаметр лазерного променя складає 10 мм.

Якщо взяти графічну точність, яка складає 0.1 то точність суміщення точки на палетці з центром зображення лазерного променя буде

$$m_{\bar{\rho}\bar{\sigma}} = 0.1 \cdot 10 = 1 \text{ мм} \quad (3.30)$$

4. Точність визначення координат контрольних (характерних) точок ліфтової шахти, або технологічного обладнання.

Це знімання відбувається в безрефрактному режимі методом полярних координат.

$$m_{\bar{\rho}\bar{\sigma} \cdot \bar{\epsilon}} = \sqrt{\left(\frac{m_{\beta} \cdot S}{\rho}\right)^2 + m_s^2} \quad (3.31)$$

При $m_{\beta} = 2''$ та $m_s = 2$ мм,

$$m_{\bar{\rho}\bar{\sigma} \cdot \bar{\epsilon}} = \sqrt{\left(\frac{m_{\beta} \cdot S}{\rho}\right)^2 + m_s^2} = 2 \text{ мм} \quad (3.32)$$

5. Результуюча точність визначення взаємного положення контрольних точок шахти буде залежати від факторів, які розглянуті вище при висоті ярусу 100 м складатиме:

$$m_{\bar{\epsilon} \cdot \bar{\delta}} = \sqrt{m_{\bar{\alpha}\bar{\alpha}\bar{\delta}\bar{\delta}}^2 + m_{\bar{\rho}\bar{\sigma}}^2 + m_{\bar{\rho}\bar{\sigma} \cdot \bar{\epsilon}}^2} = 3.2 \text{ мм} \quad (3.33)$$

СКП взаємного положення контурних точок ліфтової шахти $m_{\bar{\epsilon} \cdot \bar{\delta}} = 3.2$ мм при допуску на лінійні розміри шахти 20 мм буде достатньою по відношенню до геометричних параметрів ліфтової шахти, але цього не достатньо для визначення геометричних параметрів ліфтового обладнання (ліфтові напрямні) в шахтах при експлуатації та виконанні ремонтних робіт.

Тому слід підвищувати точність приладів в частині виконання знімання методом полярних координат.

При аналізі розрахунку точності визначення точок методом полярних координат видно, що основна частина похибки виникає при вимірюванні довжини ліній $m_s = 2$ мм

Якщо для зйомки використовувати тахеометри, точність вимірювання довжин ліній та кутів якої становить ($m_s = 0.5$ мм на відбиваючу плівку, $m_{\beta} = 1''$), то точність визначення координат контурних точок обладнання методом полярних координат становить:

$$m_{\bar{\rho}\bar{\sigma} \cdot \bar{\epsilon}} = \sqrt{\left(\frac{m_{\beta} \cdot S}{\rho}\right)^2 + m_s^2} = 0.5 \text{ мм}, \quad (3.34)$$

при цьому загальна середня квадратична похибка взаємного положення контурних точок технологічного обладнання буде складати:

$$m_{e.\delta.} = \sqrt{m_{\dot{a}\dot{a}\dot{\delta}\dot{\delta}}^2 + m_{\dot{n}\dot{o}\dot{i}}^2 + m_{\dot{w}\dot{e}.\dot{e}.}^2} = 2,5 \text{ мм} \quad (3.35)$$

Точність визначення взаємного положення контурних точок технологічного обладнання у 2.5 мм буде недостатньою, тому слід підвищувати точність.

При аналізі розрахунку точності видно, що основна частина похибки тут складають похибки які виникли при побудові вертикалі $m_{\dot{a}\dot{a}\dot{\delta}\dot{\delta}} = 2.4 \text{ мм}$, але слід звернути увагу на нормативні вимоги, щодо взаємного розташування ліфтових напрямних:

- Прямолінійність 1/1000 але не більше 2 мм по відношенню до складового елемента
- Відстань між напрямними $\pm 1 \text{ мм}$ на всю висоту
- вертикальність 0.2 мм на 1м висоти але не більше 10 мм при висоті більше 50 м

Якщо взяти точність встановлення напрямних по вертикалі, то точність визначення координат контурних точок напрямних у 2.5 мм буде цілком задовольняти умови. Для забезпечення точності по прямолінійності та по відстані між напрямними, похибку побудови вертикалі лазерними приладами, при загальному розрахунку точності, у взаємному положенні контурних точок напрямних можемо не враховувати тому, що допуски мають відношення до точок які знаходяться на одному горизонті (відстань між напрямними) або до складового елемента (секція напрямної) і тому знімання можемо виконувати з меншою кількістю станцій спостережень, тобто з однієї станції знімати якомога більшу кількість контрольних точок збільшуючи кількість горизонтів, тобто діапазон вертикальних кутів.

Тоді СКП визначення взаємного положення точок ліфтових напрямних буде складати:

$$m_{e.\delta.} = \sqrt{m_{\dot{a}\dot{a}\dot{\delta}\dot{\delta}}^2 + m_{\dot{n}\dot{o}\dot{i}}^2 + m_{\dot{w}\dot{e}.\dot{e}.}^2} = \sqrt{0 + 0,7^2 + 0,5^2} = 0,8 \text{ мм} \quad (3.36)$$

За результатами дослідження встановлено, що запропонована технологія та методика контролю положення напрямних ліфтових шахт на монтажних горизонтах з використанням електронних тахеометрів дозволяє вирішити складну задачу забезпечення будівництва та визначення геометричних параметрів ліфтових шахт на висотних будівлях. Отримані попередні результати свідчать про те, що запропонований спосіб цілком придатний для контролю геометричних параметрів ліфтових шахт, але при базовому співвідношенні допуску та СКП, що визначається формулою $\Delta = 6m$, ця технологія визначення геометрії ліфтових напрямних повинна бути удосконалена.

Технологія визначення геометричних параметрів технологічного устаткування з використанням автоматизованих систем спостереження

Сучасне висотне будівництво, це перш за все, сучасні автоматизовані технології. В світі збудовано значну кількість хмарочосів, при чому в Україні висотне будівництво знаходиться на початковій стадії. Висота будівель поступово збільшується і зараз досягає 800 метрів і вище [90,101,99], все це пов'язано в першу чергу з впровадженням нових

сучасних автоматизованих технологій. Динаміку збільшення середньої висоти хмарочосів наведено на рис. 3.32.

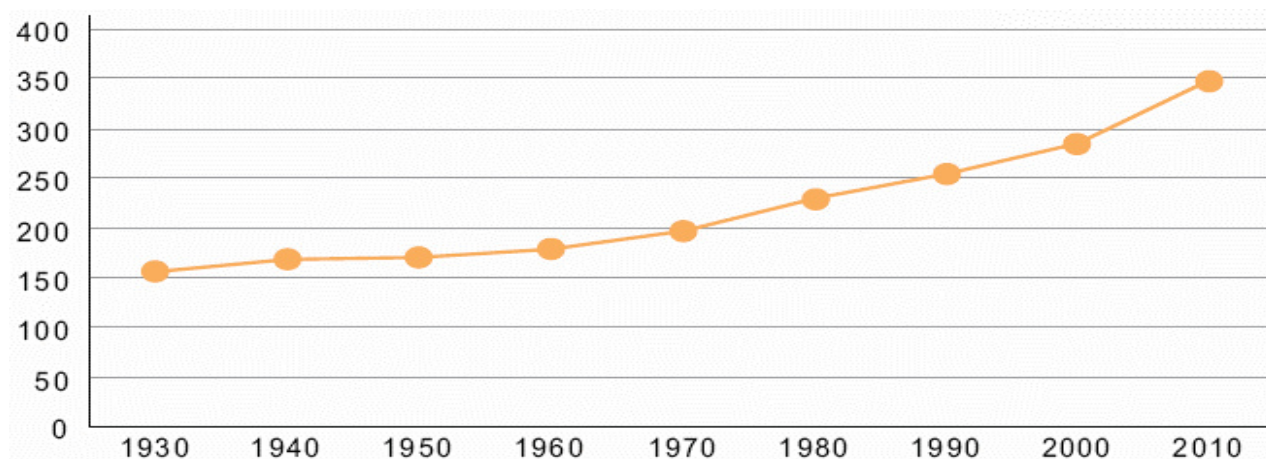


Рис. 3.32. Динаміка зміни середньої висоти висотних споруд в світі

Щорічно в світі з'являється більше тисячі хмарочосів та розробляється декілька тисяч їх проектів.

Таблиця 3.9 Найвищі хмарочосі на початок 2010 року

5	Petronas Tower 2	Малайзія	452	1998
6	Greenland Square Zifeng Tower	Китай	450	2009
7	Sears Tower	США	442	1973
8	Jinao Tower	Китай	421	1998
9	Two International Finance Centre	Гонконг	415	2003
10	CITIC Plaza	Китай	391	1997
11	Shun Hing Square	Китай	384	1996
12	Empire State Building	США	381	1931
13	Central Plaza	Гонконг	374	1992
14	Bank of China Tower	Гонконг	367	1990
15	Bank of America Tower	США	366	2008
16	Almas Tower	ОАЕ	360	2008
17	Emirates Office Tower	ОАЕ	355	2000
18	Tuntex Sky Tower	Тайвань	348	1997
19	Aon Center	США	346	1973
20	The Center	Гонконг	346	1998

Таблиця 3.10. Найвищі хмарочосі та проекти хмарочосів на початок 2010 року в Києві

Будівля	Адреса	Висота, м
31-поверховий житловий комплекс	Проспект Григоренко, 9А	104,4
34-поверховий житловий будинок	Гришка вул., 9	110
31-поверховий житловий будинок	Старонаводницька вул. 15	115
36-поверховий житловий будинок	Дніпровська набережна	120
33-поверховий житловий будинок	Дніпровська набережна	105,3
31-поверховий торгівельно-офісний комплекс	Мечникова вул., 2	131,4
27-поверховий житловий будинок	Соломенська вул., 15	99,9
31-поверховий житловий будинок	Старонаводницька вул., 4Д	113
37-поверховий житловий будинок	Кловський спуск, 7А	136
34-поверховий житловий будинок	Протасів Яр ул.	120
34-поверховий житловий будинок (проект)	Дружби Народів б-р, 2А	108
30-поверховий житловий будинок	Г. Тимофіївої вул., 3	110
40-поверхова офісна будівля (проект)	Глибочицька вул., 43	172
31-поверховий багатофункціональний комплекс	Ползунова вул.	125,2
41-поверховий житловий будинок (проект)	Шолуденко вул. 12	170,4
60-поверхова офісна будівля (проект)	Здолбунівська вул., 2	190

Існують дві основні характеристики ліфтів в хмарочосах:

Перша - місткість. Ліфти хмарочосів повинні безперебійно перевозити тисячі людей. У сучасних хмарочосах можуть знаходитися одночасно декілька десятків тисяч чоловік. Тому ліфти в сучасних хмарочосах повинні встигнути перевезти тисячі людей всього за декілька хвилин.

Вважається, що ліфти в сучасних хмарочосах повинні перевозити не менше 10% всіх людей, що знаходяться в ньому, не більше ніж за 5 хвилин.

Друга - інтервал, або частота обслуговування. Інтервал - середній час поїздки туди і назад одного ліфта, розділеного на число ліфтів.

У американських хмарочосах інтервал повинен бути менше тридцяти секунд, і середній час очікування приблизно 60% з цього часу.

Швидкісні ліфти, побудовані концерном TOSHIBA, можуть одночасно прийняти 24 пасажери і перевозити їх з швидкістю: близько 16,7 м/с при підйомі вгору, і 10 м/с при русі вниз. Ці ліфти перевершили досягнутий їх попередниками рекорд швидкості на 33%.

На початок 2009 року наступні в списку найшвидших ліфтів в світі знаходяться ліфти, встановлені у висотках №2 і №3, на хмарочосах-близнятах Petronas Towers (Куала Лумпур, Малайзія), і №4 Sears Tower (Чикаго, США). Petronas Towers — 88-поверховий хмарочос (451,9 м) — побудований в столиці Малайзії Куала-Лумпур. У кожній з башт Petronas Towers

змонтовано по 29 двоповерхових ліфтів загальною вантажопідйомністю 52 людини. Швидкість їх руху 3,5—7 м/сек.

В Японії на початку 2008 року відкрили хмарочос для випробування ліфтів: пасажирів возитимуть зі швидкістю понад 16,7 м/с. Японська корпорація Mitsubishi Electric відкрила гігантську башту, в якій тестуватимуть нові технології в області будівництва ліфтів.

З цього короткого огляду стає зрозуміло яку роль повинні відігравати технології геометричного контролю параметрів ліфтового устаткування. Водночас зрозуміло, що тільки використання автоматизованих систем спостереження дозволить в найкоротші терміни і з найвищою якістю вирішити проблему контролю геометрії ліфтового устаткування, як на стадії монтажу так і на стадії експлуатації.

В попередньому розділі роботи розглядалось питання технології геодезичного контролю геометричних параметрів тільки ліфтових шахт, але найбільш важливим елементом ліфтів є система напрямних для кабіни та противаги.

Сучасні ліфти мають надзвичайно високу швидкість руху та висоту підйому, тому принциповим є питання якості геометричних параметрів монтажу системи ліфтових напрямних. Недотримання допусків геометричних параметрів призводить до підвищеного зносу елементів системи, що безпосередньо впливають на надійність та безпеку експлуатації ліфтів.

Основні вимоги до системи ліфтових напрямних, регламентовані, наведемо найбільш важливі положення цього документу:

«4.3. Средства измерения, применяемые для контроля качества работ, должны проходить периодическую проверку согласно ГОСТ 8.513-84.

4.5. Отклонение элементов конструкций шахт лифтов от симметричности и перпендикулярности следует контролировать отвесом на стальной проволоке по ГОСТ 3282-74 с грузом не менее 10 кг, а оборудованию - отвесом ОТ50, ОТ100, ОТ200, ОТ400, ОТ600 по ГОСТ 7948-80.

4.6. Отклонение элементов конструкций шахт лифтов и оборудования от параллельности, относительно горизонтальной плоскости (базы), следует контролировать брусковым уровнем по ГОСТ 9392-89 или строительным первой группы по ГОСТ 9416-83.

4.7. Зазоры между элементами оборудования следует контролировать щупом.

4.8. Линейные размеры следует контролировать металлической измерительной рулеткой по ГОСТ 7502-80 или линейкой по ГОСТ 427-75.

4.9. Отклонения от плоскостности и параллельности боковых поверхностей направляющих следует контролировать приспособлением, изготовленным по рабочим чертежам, утвержденным в установленном порядке.

Приведені вище вимоги нормативного документа свідчать про застарілість технології визначення геометричних параметрів ліфтів, що вимагає розробки сучасних автоматизованих способів геодезичного контролю геометричних параметрів ліфтів з використанням сучасних геодезичних приладів [62,104-106], а саме роботизованих електронних тахеометрів, які дозволять точніше, швидше та безпечніше виконувати роботи.

Вимоги щодо геометричних параметрів ліфтових напрямних:

- Прямолінійність 1/1000 але не більше 2 мм по відношенню до складового елемента;
- Відстань між напрямними ± 2 мм на всю висоту;
- вертикальність 0.2 мм на 1м висоти але не більше 10 мм при висоті більше 50 м;

Слід зауважити, що для вивірки напрямних монтажні організації наприклад „СКБ трест Росліфтмаш” використовують прилад для контролю встановлення напрямних. Це прилад у вигляді рейки з рівнем та з відповідними шкалами для вивірки відстані між напрямними, їх паралельності, що дозволяє забезпечити відповідну нормативну точність у вивірці положення ліфтових напрямних. Даний прилад здатен забезпечити контроль лише частини геометричних параметрів встановлення ліфтових напрямних, не дозволяючи виконати контроль таких параметрів, як: вертикальність встановлення напрямних на всю висоту шахти, кручення пари напрямних (кабіни або протываги), взаємне геометричне розташування напрямних кабін та протываги. Але слід відзначити високу точність приладу при перевірці таких параметрів, як: паралельність, прямолінійність на коротких ділянках, розворот головок напрямної.

Розрахунок точності технології визначення геометричних параметрів ліфтів з використанням електронного тахеометру з станцією спостережень в дверному прорізі показала, що дана технологія придатна для визначення геометрії ліфтової шахти та для вивірки напрямних її точність буде недостатньою. При аналізі розрахунку точності видно, що на точність впливають декілька складових: точність побудови базисної лінії, точність суміщення точок лазерних вертикальних променів з точками на палетці при поярусних переміщеннях конструкцій, точність визначення координат полярним методом на відбиваючу плівку.

Ця технологія та розрахунок її точності для визначення геометричних параметрів ліфтової шахти детально описані в попередньому пункті.

Тому, питання визначення повного комплексу геометричних характеристик ліфтових напрямних залишається відкритим [95].

В зв'язку з цим пропонується наступна методика визначення повного комплексу геометричних параметрів ліфтових напрямних.

Ідея способу полягає у використанні високоточного роботизованого електронного тахеометра *Leica TM 30* та додаткового пристрою з системою призм. Розглянемо детальніше пристрій з системою призм.

Механізм призначений для закріплення на напрямну кабін та протываги з прикріпленими до нього двома призмами на заданій відстані (базі) показаний на рис. 3.33.

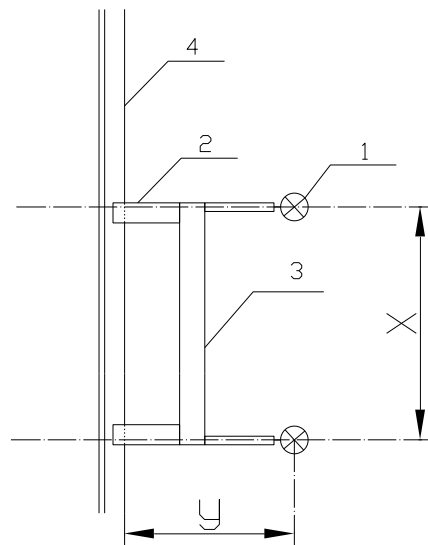


Рис.3.33. Схема пристрою з системою призм для вивірки напрямних ліфта та протываги

1- призма; 2 - пристрій для закріплення рами до напрямної; 3 – рама; 4 - напрямна кабін та протываги).

Рама (3) закріплюється за допомогою пристрою для закріплення (2) на напрямній. Принципово важливим є точне дотримання відстані Y між призми до грані напрямної. Відстань регулюється за допомогою різьбового з'єднання з точністю до 0.1 мм. Точність дотримання відстані X принципового значення немає, але вона повинна бути близькою до 2 метрів.

Для визначення геометричних параметрів системи ліфтових напрямних тахеометр повинен бути встановлений у напрямку ліфтової шахти, а пристрій з призми прикріплений до напрямної з подальшим переміщенням по напрямній вгору.

Тахеометр встановлюється приблизно по центру ліфтової шахти. В умовній системі координат задаються координати станції спостережень та використовуючи автоматизовану технологію наведення, виконується наведення приладу на призму з подальшим вимірюванням та визначенням координат призми. Після визначення координат на початковому ярусі необхідно перемістити рамку з відбивачами на інший ярус та повторити процедуру. Після визначення координат першої напрямної на всю висоту рамка переставляється на іншу напрямну, та не змінюючи місцеположення тахеометру виконується визначення координат інших напрямних, як кабінні, так і противаги в єдиній системі координат.

При виконанні робіт важливо визначити допустимий діапазон роботи тахеометра в даному способі. Для цього схематично представимо схему визначення координат в ліфтовій шахті.

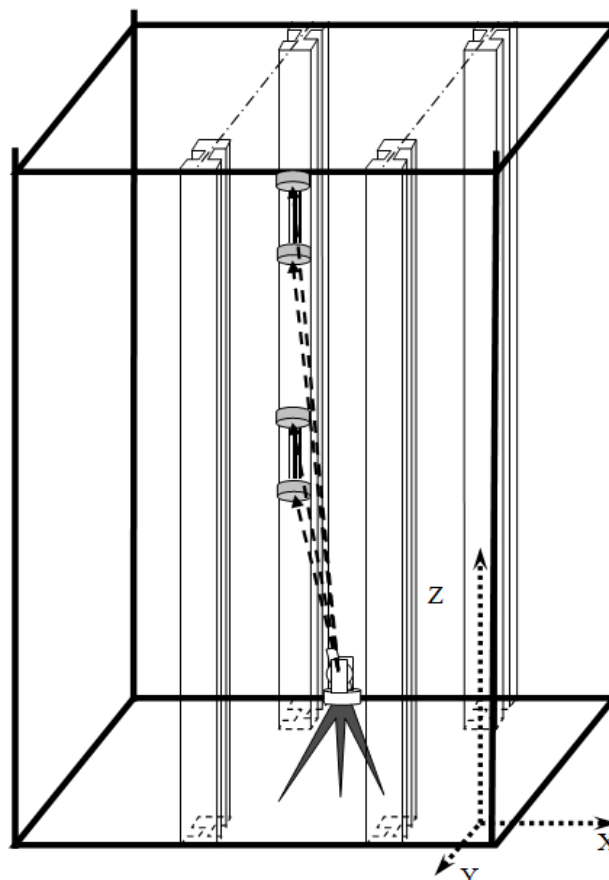


Рис. 3.34. Просторова схема визначення координат напрямних роботизованим тахеометром.

Розглянемо схему визначення координат в площині ZOY.

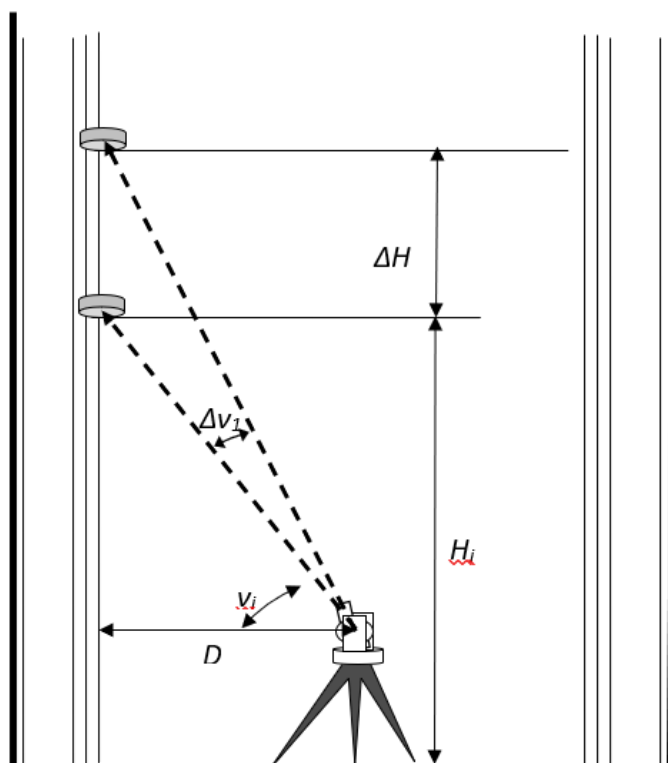


Рис. 3.35. Схема визначення координат в площині ZOY

Якщо прийняти, що точність вимірювання вертикального кута дорівнює $m_\beta = 1''$, то поставимо вимогу, щоб мінімальна зміна вертикального кута відповідно до рис. 3.34 не перевищувала $\Delta v_i^{\text{дон}} = 2,5 m_\beta$. Відповідно до цієї вимоги розрахуємо максимально допустиму висоту для якої придатний такий спосіб спостережень.

З рис. 3.35 отримаємо:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} v_i &= \frac{H_i}{D}; & \operatorname{tg} v_{i+1} &= \frac{H_{i+1}}{D} \\ v_i &= \operatorname{arctg} \frac{H_i}{D}; & v_{i+1} &= \operatorname{arctg} \frac{H_{i+1}}{D} \end{aligned} \quad (3.37)$$

Звідки знайдемо:

$$\begin{aligned} \Delta v &= \frac{\Delta H \cdot D}{D^2 + H^2} \\ H_{\text{дон}} &= \sqrt{\frac{\Delta H \cdot D \cdot \rho}{\Delta v_{\text{дон}}}}; \\ \Delta v_{\text{дон}} &= 2,5 \cdot m_\beta'' \end{aligned} \quad (3.38)$$

За виразами (3.38) знаходять допустиму висоту спостереження. При відстані $D = 1$ м і кроці пересування призми $\Delta H = 1$ м, допустима висота спостереження H_i буде дорівнювати 287 м.

Таким чином, запропонована технологія та методика визначення взаємного положення системи ліфтових напрямних (кабіни і протизага), дозволяють з високою точністю визначати такі геометричні характеристики напрямних кабіни ліфта та протизага, як:

1. відстань між головками напрямних кабіни ліфта (допустиме відхилення не більше ± 2 мм);
2. відстань між головками напрямних протизага (допустиме відхилення не більше ± 2 мм);
3. відстань між віссю направляючих кабіни та віссю направляючих протизага (допустиме відхилення не більше ± 2 мм);
4. прямолінійність напрямних (кабіни та протизага) (Допуск: Прямолінійність 1/1000 але не більше ± 2 мм по відношенню до складового елемента)
5. відхилення від вертикалі (Допуск: вертикальність 0.2 мм на 1м висоти але не більше 10 мм при висоті більше 50 м)

3.5 Оптимізація розташування ліфтового устаткування в контурі шахти на стадії експлуатації

Під ліфтовим устаткуванням найчастіше розуміють напрямні кабіни та напрямні протизага. Якщо координати напрямних визначені одним з способів, що розглянуті в розділі 3 і їх положення відхиляється від проектного, постає задача визначення оптимальних елементів рихтування напрямних.

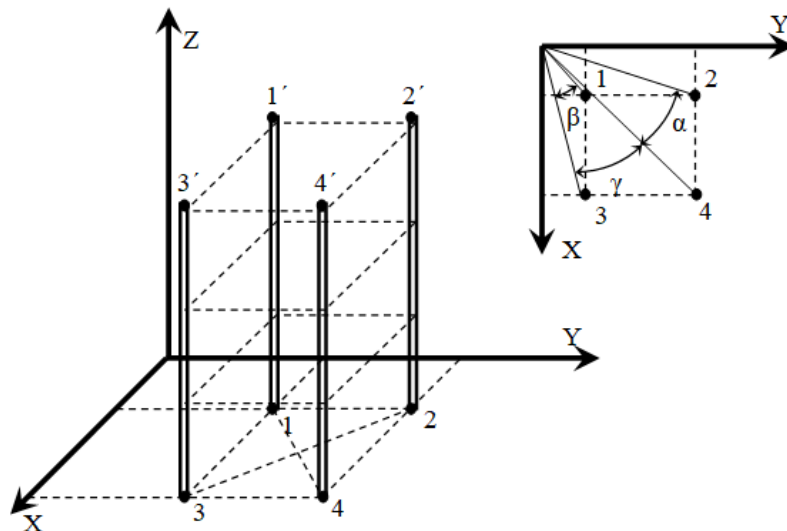


Рис. 3.36. Розташування напрямних кабіни та протизага в шахті

По отриманих координатах визначають оптимальне положення напрямних з урахуванням умови мінімуму елементів рихтування.

Для вирішення поставленого завдання запишемо чотири рівняння просторових напрямних в параметричній формі:

$$\left. \begin{aligned} X_i &= X_1 + l_1 t; & Y_i &= Y_1 + m_1 t & Z_i &= Z_1 + n_1 t \\ X_i &= X_2 + l_2 t; & Y_i &= Y_2 + m_2 t & Z_i &= Z_2 + n_2 t \\ X_i &= X_3 + l_3 t; & Y_i &= Y_3 + m_3 t & Z_i &= Z_3 + n_3 t \\ X_i &= X_4 + l_4 t; & Y_i &= Y_4 + m_4 t & Z_i &= Z_4 + n_4 t \end{aligned} \right\} \quad (3.39)$$

До записаних рівнянь необхідно додати наступні обмеження:

1) Відстані між напрямними повинні бути постійними і дорівнювати проектним розмірам ліфтової шахти.

Якщо прийняти, що площини, які проходять через пари напрямних, паралельні осям прийнятої системи координат то обмеження (3.36) можна записати в наступному вигляді:

$$X_3 - X_1 = 4; \quad Y_2 - Y_1 = 4 \quad X_4 - X_2 = 4 \quad (3.40)$$

2) Напрямні повинні бути взаємно паралельними. Для паралельності прямих використовуємо критерій рівності коефіцієнтів двох прямих:

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{m_1}{m_2} = \frac{n_1}{n_2} = \lambda \quad (3.41)$$

Причому для вирішення достатньо прирівняти коефіцієнти трьох прямих.

Загальну схему вирівнювання по МНК з обмеженнями можна представити таким чином:

$\mathbf{A} \cdot \mathbf{x} = \mathbf{\Delta}$ - модель спостережень; $\mathbf{C} \cdot \mathbf{x} = \mathbf{b}$ - модель обмежень.

Таку систему вирішують, використовуючи метод множників Лагранжа:

$$\left(\mathbf{P}_{\Delta}^{-1} \mathbf{A} \cdot \mathbf{x} - \mathbf{P}_{\Delta}^{-1} \mathbf{\Delta} \right) + \mathbf{\Lambda}^T (\mathbf{C} \mathbf{x} - \mathbf{b}) = 0 \quad (3.42)$$

Вирішення системи рівнянь (3.39) знаходять використовуючи вирази (4.40):

$$\left. \begin{aligned} x &= x_1 - x_2; \\ x_1 &= \left(\mathbf{A}^0 \mathbf{P}_{\Delta}^{-1} \mathbf{A} \right)^{-1} \mathbf{A} \mathbf{P}_{\Delta}^{-1} \mathbf{\Delta}; \\ x_2 &= \left(\mathbf{A}^0 \mathbf{P}_{\Delta}^{-1} \mathbf{A} \right)^{-1} \mathbf{C}^0 \left(\mathbf{C} \left(\mathbf{A}^0 \mathbf{P}_{\Delta}^{-1} \mathbf{A} \right)^{-1} \mathbf{C}^0 \right)^{-1} (\mathbf{C} x_1 - \mathbf{b}). \end{aligned} \right\} \quad (3.43)$$

Оскільки безпосередньо спостережуваними величинами є кути і відстань, то для вирівнювання з використанням координат точок, матриця СКП координат повинна бути перетворена згідно правила перетворення коваріацій:

$$\mathbf{P}_{\Delta} = \mathbf{F} \cdot \mathbf{M}_d \cdot \mathbf{F}^T \quad (3.44)$$

де, \mathbf{P}_{Δ} - матриця СКП координат точки; \mathbf{F} - матриця часткових похідних по вимірних величинах; \mathbf{M}_d - діагональна матриця, яка містить СКП вимірювання кутів і відстані.

Використовуючи результати виконавчої зйомки ліфтової шахти висотою 50 м, виконаємо оптимізацію напрямних в шахті, використовуючи вирази (3.36 - 3.41). Результати оптимізації зручно представити в графічному вигляді.

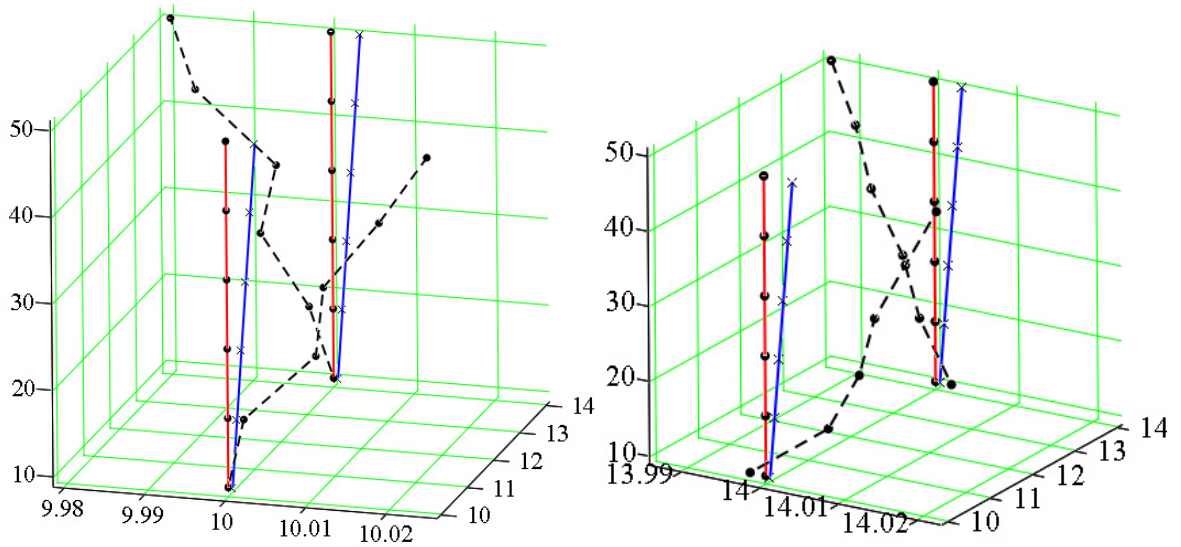


Рис. 3.37. Оптимізація напрямних в ліфтовій шахті.

На рис. 3.37 пунктирною лінією позначені виміряні значення напрямних, червоною лінією проектне положення напрямних, а сині розраховане оптимальне положення напрямних. Очевидно, що при явному розвороті і крученні напрямних оптимальне положення задовольняє умовам рівності відстаней і паралельності. У проекції на площину YZ отримуємо.

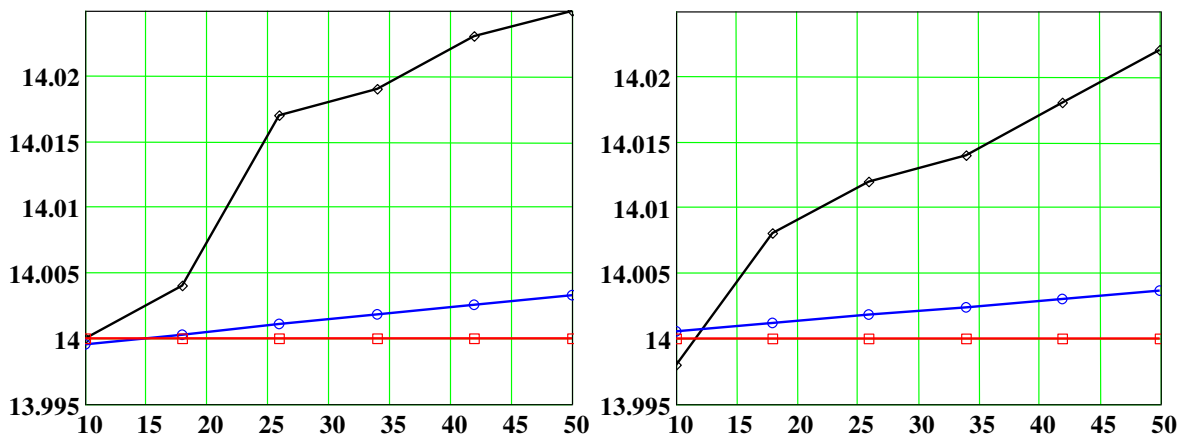


Рис. 3.38. Проекція на площину YZ напрямних 1 і 2

Середня квадратична похибка оптимізації склала $\mu = 11$ мм, а СКП параметрів прямих склала, для координат початкової точки прямої $\mu_{xyz} = 5$ мм, для кутових коефіцієнтів прямої $\mu_{lmn} = 0,0014$.

Наведена методика визначення оптимального положення напрямних в ліфтовій шахті є універсальною і дозволяє обчислити елементи рихтування для напрямних на стадії монтажу та на стадії експлуатації.

РОЗДІЛ 4. ГЕОДЕЗИЧНИЙ МОНІТОРИНГ ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД МЕТОДАМИ ГНСС-ТЕХНОЛОГІЙ

4.1 Методика призначення точності створення геодезичної мережі та попереднього розрахунку точності

Оснoву будь-якого геодезичного проектування становлять вимоги до точності виконання робіт. Стосовно до побудови геодезичних мереж для геодезичного моніторингу завдання полягає в призначенні або розрахунку похибки функції того або іншого елемента мережі. При проектуванні геодезичних мереж, виходячи із призначення, виду і площі об'єкта, необхідно вирішити наступні завдання:

- визначити вихідні вимоги до точності побудови мережі;
- визначити кількість стадій розвитку мережі;
- вибрати для кожної стадії вид побудови мережі;
- призначити загальні вимоги до точності побудови мережі на кожній стадії;
- визначити необхідну точність окремих видів вимірювань на кожній стадії побудови мережі.

Ці завдання можуть бути вирішені двома шляхами.

Перший шлях. Виходячи з умов проектування, визначають конкретний вид мережі і вибирають клас її побудови. Для вибраного класу мережі існують геометричні і точнісні параметри, які наводяться в нормативних документах. Керуючись ними, розробляють проект і виконують його оцінку. Результати оцінки порівнюють із заданими або нормативними вимогами і роблять відповідні висновки. Далі вибирають рекомендовані інструкціями методи і засоби вимірювань. Такий принцип вирішення задачі проектування звичайно застосовують при проектуванні мереж для виконання крупномасштабного топографічного знімання.

Другий шлях. Для геодезичних мереж проектування і розрахунок точності виконують, керуючись призначенням мережі. При цьому можна керуватися геометричними параметрами, які приблизно відповідають певним класам мереж. Далі на основі розрахунків визначається клас побудов для кожного рівня розвитку мережі. Так само на основі розрахунків визначається методика і вибираються засоби вимірювань на кожній стадії.

Особливість ГНСС - мережі для геодезичного моніторингу полягає в тому, що вона створюється в одну стадію, а клас точності мережі практично ніколи не відповідає відомим мережам з інструкцій або класам ДГМ.

В основу розрахунків для обох випадків проектування ГНСС - мереж покладене рішення відомого рівняння:

$$m_f = \mu \sqrt{\frac{1}{P_f}} \quad (4.1)$$

де m_f – середня квадратична похибка функції в найбільш слабкому місці мережі або потрібного елемента в вирівнюваній мережі; μ – середня квадратична похибка одиниці ваги; $\frac{1}{P_f} = Q_f$ - зворотна вага оцінюваного елемента.

В ГНСС - мережах оцінюваними елементами виступають, або координат пунктів, або рідше дирекційні кути базисних ліній.

Вихідна точність може бути задана в технічному завданні на моніторинг, у нормативних документах або отримана розрахунковим шляхом.

З урахуванням похибки вихідних даних $m_{\text{вх}}$ сумарна похибка буде:

$$m = \sqrt{m_{\text{вх}}^2 + m_F^2} \quad (4.2)$$

У першому випадку, знайшовши зворотну вагу і задавши середню квадратичну похибку одиниці ваги, що відповідає обраному нормативному класу, визначають похибку m_f функції оцінюваного елемента мережі і порівнюють її з нормативною. У другому випадку - за обчисленою величиною зворотної ваги і заданій похибці функції оцінюваного елемента знаходять похибку одиниці ваги μ . На основі отриманої величини μ вибирають методику вимірювань.

При строгому рішенні зворотну вагу функції оцінюваного елемента звичайно знаходять із вирівнювання. Оскільки вимірювань до створення мережі немає, питання про вирівнювання відпадає. Але, оскільки оцінюється зворотна вага функції вирівняних елементів, то для її обчислення, приймають вільні члени відповідних рівнянь рівними нулю і таким чином можна використати принципи і прийоми вирівнювання.

Найбільш повною оцінкою точності мережі є коваріаційна матриця похибок в координатах пунктів мережі, обчислення якої виконують на ЕОМ, використовуючи одну зі стандартних програм, складених для вирівнювання мереж. При оцінці проекту мережі вихідними даними слугують наближені координати пунктів, а також очікувані середні квадратичні похибки вимірювань. За цими даними відповідно до програми, яка, побудована на основі параметричного способу вирівнювання, ЕОМ складає для мережі матрицю \mathbf{A} коефіцієнтів рівнянь поправок для всіх виміряних величин. Потім складають відповідну до цих рівнянь матрицю \mathbf{P} та за правилами методу найменших квадратів переходять до матриці \mathbf{N} коефіцієнтів нормальних рівнянь для мережі в цілому:

$$\mathbf{N} = \mathbf{A}^T \mathbf{P} \mathbf{A} \quad (4.3)$$

Для того щоб знайти зворотні ваги функцій елементів мережі, знаходять зворотну матрицю коефіцієнтів нормальних рівнянь.

$$\mathbf{N}^{-1} = \mathbf{Q} = \begin{pmatrix} Q_{11} & Q_{12} & \dots & Q_{1m} \\ Q_{21} & Q_{22} & \dots & Q_{2m} \\ Q_{m1} & Q_{m2} & \dots & Q_{mm} \end{pmatrix}, \quad (4.4)$$

де m – подвоєне число визначуваних пунктів.

Помноживши зворотну матрицю, на середню квадратичну похибку одиниці ваги, отримаємо коваріаційну матрицю похибок координат пунктів мережі:

$$\mathbf{K}_X = \begin{bmatrix} m_{x_1}^2 & k_{x_1 y_1} & k_{x_1 y_2} & \dots & k_{x_1 y_n} \\ k_{x_1 y_1} & m_{y_1}^2 & k_{x_2 y_1} & \dots & k_{y_1 y_n} \\ k_{x_1 y_2} & k_{x_2 y_1} & m_{x_2}^2 & \dots & k_{x_2 y_n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{x_1 y_n} & k_{y_1 y_n} & k_{x_2 y_n} & \dots & m_{y_n}^2 \end{bmatrix}, \quad (4.5)$$

де m_{x_i} та m_{y_i} – середні квадратичні похибки абсциси та ординати i -го пункту;
 $k_{x_i y_j}$ – кореляційні моменти; n – кількість пунктів мережі.

На головній діагоналі цієї матриці розташовані квадрати середніх квадратичних похибок координат пунктів мережі, так що відразу видно, чи задовольняє запроєктована мережа вимогам до точності розташування пунктів чи необхідно підвищити точність вимірювань або покращити конфігурацію мережі.

Маючи коваріаційну матрицю похибок в координатах пунктів, можна дати відповідь на ряд питань стосовно точності елементів мережі.

Компоненти коваріаційної матриці дозволяють оцінити наприклад точність лінії, між двома пунктами мережі. Позначимо проекції лінії S на координатні вісі через Δx та Δy . Коваріаційну матрицю цих проекцій обчислимо, використавши при цьому компоненти коваріаційної матриці \mathbf{K}_X (4.5),

$$\mathbf{K}_S = \begin{bmatrix} m_{\Delta x}^2 & k_{\Delta x \Delta y} \\ k_{\Delta x \Delta y} & m_{\Delta y}^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_{x_1}^2 + m_{x_2}^2 - 2k_{x_1 x_2} & k_{x_1 y_1} - k_{x_2 y_1} - k_{x_1 y_2} + k_{x_2 y_2} \\ k_{x_1 y_1} - k_{x_2 y_1} - k_{x_1 y_2} + k_{x_2 y_2} & m_{y_1}^2 + m_{y_2}^2 - 2k_{y_1 y_2} \end{bmatrix} \quad (4.6)$$

Знаючи коваріаційну матрицю похибок положення однієї точки:

$$\mathbf{K}_P = \begin{bmatrix} m_x^2 & k_{xy} \\ k_{xy} & m_y^2 \end{bmatrix}, \quad (4.7)$$

можна визначити похибку положення цієї точки за будь-яким напрямком. Так, середня квадратична похибка в напрямку з дирекційним кутом α буде:

$$m_\alpha^2 = m_x^2 \cos^2 \alpha + m_y^2 \sin^2 \alpha + k_{xy} \sin 2\alpha. \quad (4.8)$$

Попередній розрахунок точності дозволяє встановити очікувану точність визначення елементів мережі. У випадку, коли виникає необхідність вибору правильної схеми вимірювань в мережі, виконують статистичні випробування мережі. Для випробування запроєктованої геодезичної мережі застосуємо метод спотвореної математичної моделі.

Даний метод базується на використанні можливостей, що їх надає сучасне програмне забезпечення при моделюванні випадкових величин. В основі методу спотвореної математичної моделі лежить використання методу Монте-Карло.

Загальна філософія методу Монте-Карло полягає в наступному. Нехай при вирішенні деякої практичної задачі необхідно обчислити невідому величину \mathcal{X} . Введемо таку випадкову величину ξ , що для неї $M(\xi) = x$ і $D(\xi) = \sigma^2$. Якщо розглянути

послідовність випадкових величин $\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_N$, розподіл яких співпадає з розподілом ξ . Відповідно до центральної граничної теореми розподіл суми випадкових величин:

$$\Sigma = \xi_1 + \xi_2 + \dots + \xi_N, \quad (4.9)$$

буде наближатись до нормального розподілу з параметрами $\alpha = Nx$ та $m^2 = N\sigma^2$ з будь-якою довільною точністю при збільшенні числа N . З відомого виразу:

$$P(\alpha - 3m \leq z \leq \alpha + 3m) = 0,997,$$

Отримуємо:

$$P(xN - 3\sigma\sqrt{N} \leq \Sigma \leq xN + 3\sigma\sqrt{N}) = 0,997. \quad (4.10)$$

Розділивши вираз в дужках почлено на N , отримаємо еквівалентну нерівність:

$$P\left(x - \frac{3\sigma}{\sqrt{N}} \leq \frac{\Sigma}{N} \leq x + \frac{3\sigma}{\sqrt{N}}\right) = 0,997. \quad (4.11)$$

Перетворивши останній вираз, отримаємо співвідношення, що лежить в основі методу статистичних випробувань:

$$P\left\{\left|\left(\frac{\sum_{i=1}^N \xi_i}{N}\right) - x\right| \leq \left(\frac{3\sigma}{\sqrt{N}}\right)\right\} = 0,997. \quad (4.12)$$

Це співвідношення дозволяє розрахувати величину X з оцінкою точності розрахунку. Дійсно, середнє арифметичне з випадкових величин ξ_i прямує до величини X і похибка такого наближення не перевищує величини $\frac{3\sigma}{\sqrt{N}}$, яка прямує до нуля при $N \rightarrow \infty$.

Розглянемо тепер порядок моделювання ГНСС - мереж статистичними методами.

З цифрової карти або плану знімають координати запроєктованих пунктів мережі. Після цього визначають всі прирости координат в мережі. Таким чином отримують геодезичну мережу яка є безпомилковою.

Для переходу від безпомилкової мережі до реальної в прирости координат вводять випадкові похибки, які змодельовані на ЕОМ і мають заданий розподіл. У випадку геодезичних мереж найчастіше використовують нормальний закон розподілу. При цьому отримані при моделюванні похибки повинні приводити до заданої для запроєктованої мережі середньої квадратичної похибки одиниці ваги. Якщо умови побудови мережі можуть призвести до появи систематичних похибок, то їх також вводять в результати вимірювань за певним відомим законом.

Використовуючи координати вихідних пунктів і отримані описаним способом прирости складають рівняння поправок або умовні рівняння. Виконують оброблення

отриманої мережі, обчислюють вирівняні значення «виміряних» величин, координати пунктів та інші елементи мережі. Порівняння отриманих значень елементів мережі з їх безпомилковими значеннями дозволяє отримати істинні похибки «вимірювань».

Описаний процес моделювання виконують N разів і на кожному етапі для кожного елемента мережі знаходять N значень істинних похибок. Наприклад для кожного пункту отримують N пар координат (X, Y, Z) , які порівнюють з безпомилковими координатами. Це дає можливість обчислити істинні похибки координат:

$$\delta X_j = X_j - X_0; \quad \delta Y_j = Y_j - Y_0; \quad \delta Z_j = Z_j - Z_0. \quad (4.13)$$

За відомою формулою Гауса для істинних похибок розраховують середні квадратичні похибки визначення положення пункту:

$$m_X^2 = \frac{1}{N} \sum \delta X^2; \quad m_Y^2 = \frac{1}{N} \sum \delta Y^2; \quad m_P^2 = m_X^2 + m_Y^2 \quad (4.14)$$

$$m_Z^2 = \frac{1}{N} \sum \delta Z^2; \quad m_R^2 = m_X^2 + m_Y^2 + m_Z^2$$

Важливим є визначити мінімальну кількість необхідних кроків моделювання N . Для цього використовують формулу обчислення точності самої середньої квадратичної похибки:

$$m_m = \frac{m}{\sqrt{2N}} \Rightarrow \frac{m^2}{m_m^2} = 2N \quad (4.15)$$

Для визначення середніх квадратичних похибок m з похибкою не більше 20%, моделювання необхідно виконати мінімум 12-13 разів, для похибки m не більше 10% необхідно виконати моделювання мінімум 50 разів.

Описаним методом можна моделювати будь-які мережі. Сучасні ЕОМ дозволяють моделювати похибки з різними законами розподілу. Для надійного визначення середніх квадратичних похибок доцільно виконувати мінімум 100 циклів моделювання.

Існує декілька підходів до моделювання ГНСС мереж.

Наведені моделі певним чином співпадають із двома методами оброблення ГНСС - мереж: побазовим і багатобазовим. Відповідно до наведених на рис. 4.1 моделей звичайно коректним є застосування строгої моделі. Проте у випадку геодезичного моніторингу ситуація виглядає зовсім по іншому. По-перше, при виконанні моніторингу за допомогою однієї пари приймачів різниця між строгою та змішаною моделями відсутня. По-друге, навіть при виконанні постійного моніторингу на всіх пунктах одночасно, немає необхідності у вирішенні таких проблем, як уточнення супутникових орбіт або параметрів обертання Землі, тощо. По-третє, навіть найбільш досконала модель точності вимірювання псевдовідстаней (фази несучої) не гарантує якісного результату.

По-четверте, відомий австралійський геодезист С. Rizos, довів у своїх роботах, що практично можливо виконувати оброблення ГНСС - мереж побазовим методом без втрати точності, якщо виконувати масштабування коваріаційних матриць окремих базових ліній на

величини $R/2$, де R – кількість ГНСС - приймачів у мережі. За таких умов цілком реально виконати якісне моделювання ГНСС - мережі за спрощеною моделлю.

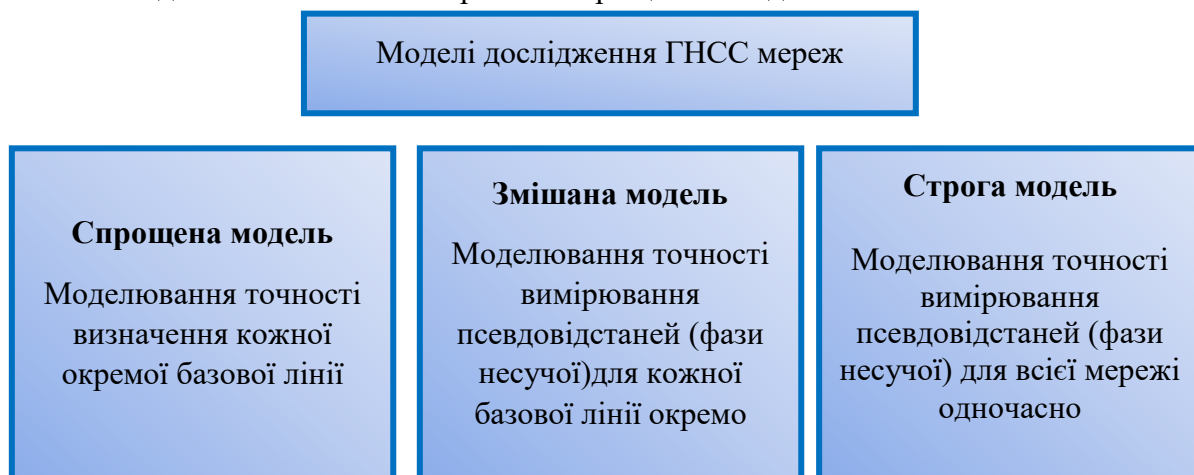


Рис. 4.1. Підходи до моделювання ГНСС мереж

Отже, важливо обрати вірну методику моделювання та розробити відповідну стратегію проведення експерименту. Було запропоновано наступний порядок моделювання ГНСС - мереж (рис. 4.2).



Рис. 4.2. Стратегія експерименту

Базуючись на запропонованій стратегії дослідження було розроблено комплекс програм-функцій у програмному середовищі MATLAB, які дозволяють в інтеркативному режимі завантажувати файл виміряних базових ліній та наближених координат пунктів, вводити кількість приймачів та кількість симуляцій у методі Монте-Карло. Блок-схему розробленого комплексу програм наведено на рис. 4.3.

Математичні моделі, що покладені в основу розробленої програми наведені у наступному пункті.

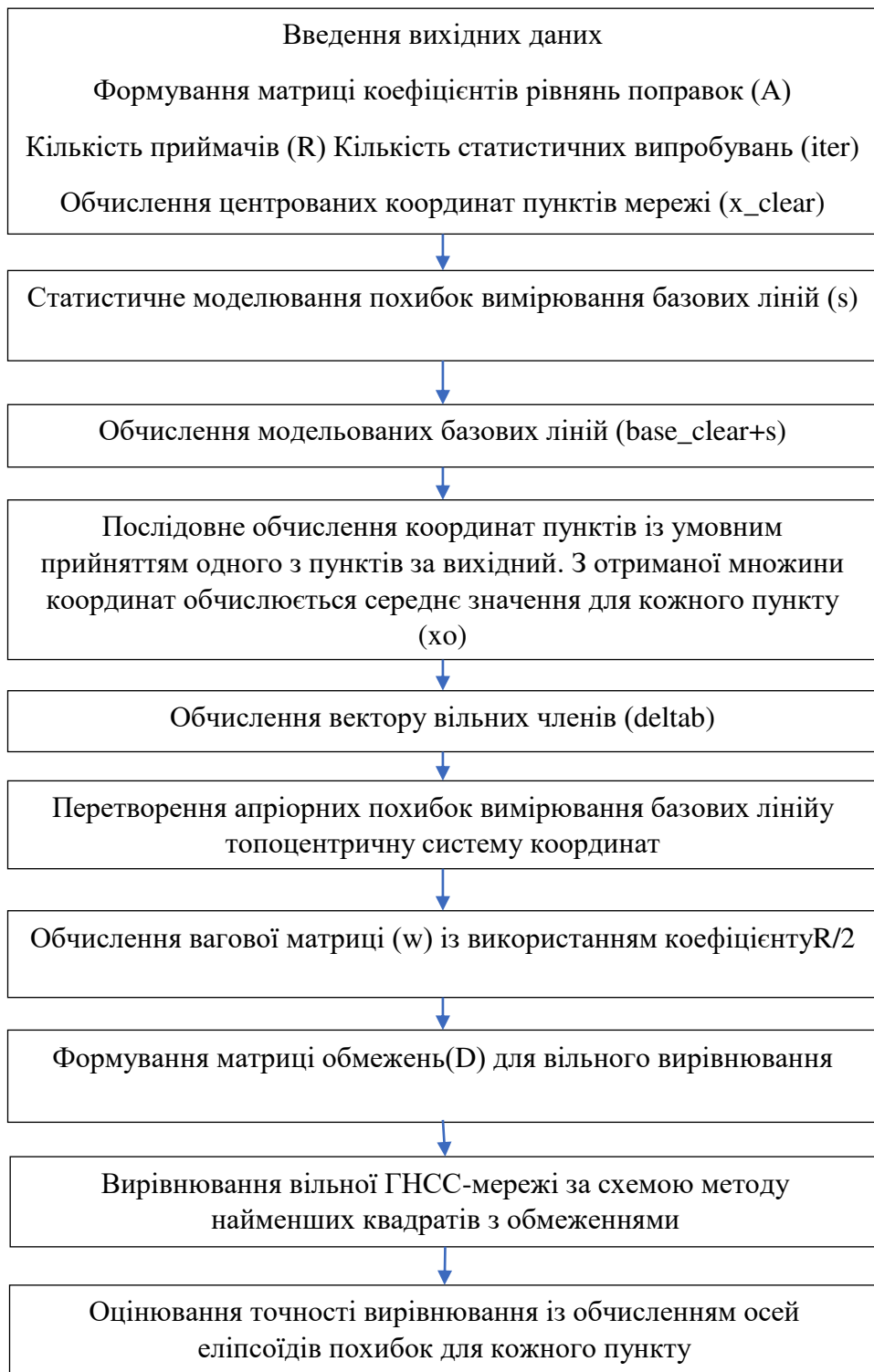


Рис. 4.3. Блок-схема програми по статистичному моделюванню ГНСС -сетей.

4.2 Методика дослідження стабільності пунктів ГНСС – мереж

Сумісність або конгруентність пунктів будь-якої геодезичної мережі є базовим елементом геодезичного моніторингу. Сумісність разом із іншими характеристиками, такими як точність і надійність визначають потенціал геодезичної мережі для контролю тих або інших параметрів. У випадку геодезичної мережі під сумісністю ми розуміємо ймовірнісний або стохастичний зв'язок між фізичним центром пункту та точкою у просторі, що представлена координатами у заданій системі. Точка вважається конгруентною або сумісною

якщо фізичний центр точки (пункту) співпадає із геометричним центром $C = [X, Y, Z]$ у статистичному сенсі. Для планових мереж сумісність точки геодезичної мережі можна представити у наступному вигляді (рис. 4.4).

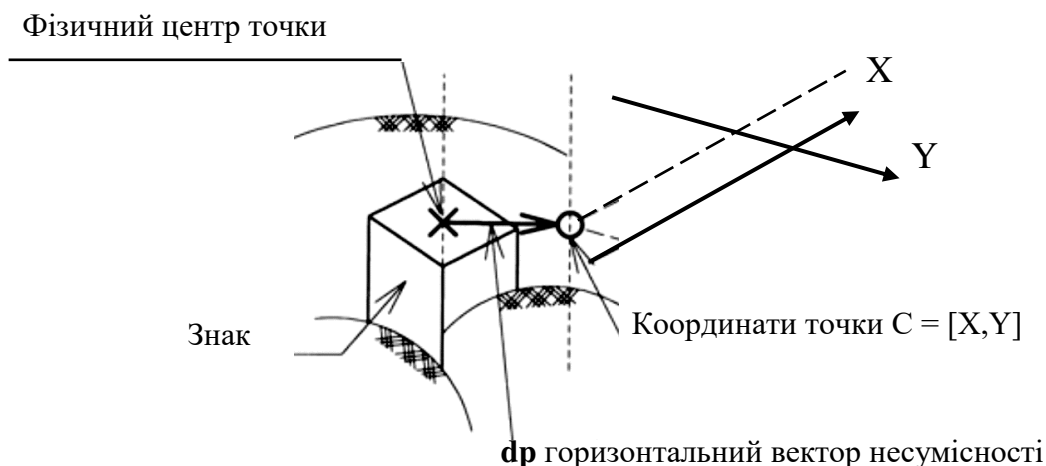


Рис. 4.4. Графічне представлення несумісності для планової мережі

У випадку просторової мережі несумісність або неконгруентність можна представити аналогічно до планової із включенням третьої координати.

У випадку геодезичного моніторингу ми можемо висунути гіпотезу про те, що результатом несумісності точок деформаційної мережі можуть бути саме переміщення точок у часі. За таких умов, шляхом перевірки на несумісність точок мережі можна виділити точки, що зазнали переміщень із врахуванням невизначеності в наслідок похибок вимірювань.

Для оцінювання можливих переміщень точок $\mathbf{V}_1, \dots, \mathbf{V}_p$ на епоху t' , ми маємо знати виміряні величини $\mathbf{L}; \mathbf{L}'$ та оцінки координат точок $\mathbf{C}; \mathbf{C}'$.

Вихідними умовами аналізу є:

- фізична стабільність точок у період часу $t' - t$;
- оцінки координат точок у епохи t та t' характеризуються відомими СКП.

За таких умов різниці виміряних величин $d\mathbf{L} = \mathbf{L}' - \mathbf{L}$ та координат $d\mathbf{C} = \mathbf{C}' - \mathbf{C}$ будуть представляти випадкові величини у межах довірчих інтервалів точності вимірювань.

$$d\mathbf{L} = \begin{bmatrix} \Delta X'_{ij} \\ \Delta Y'_{ij} \\ \Delta Z'_{ij} \\ \dots \\ \Delta X'_{kn} \\ \Delta Y'_{kn} \\ \Delta Z'_{kn} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \Delta X_{ij} \\ \Delta Y_{ij} \\ \Delta Z_{ij} \\ \dots \\ \Delta X_{kn} \\ \Delta Y_{kn} \\ \Delta Z_{kn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d\Delta X_{ij} \\ d\Delta Y_{ij} \\ d\Delta Z_{ij} \\ \dots \\ d\Delta X_{kn} \\ d\Delta Y_{kn} \\ d\Delta Z_{kn} \end{bmatrix} \quad d\mathbf{C} = \begin{bmatrix} X'_i \\ Y'_i \\ Z'_i \\ \dots \\ X'_k \\ Y'_k \\ Z'_k \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} X_i \\ Y_i \\ Z_i \\ \dots \\ X_k \\ Y_k \\ Z_k \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} dX_i \\ dY_i \\ dZ_i \\ \dots \\ dX_k \\ dY_k \\ dZ_k \end{bmatrix} \quad (4.16)$$

$$ds = \begin{bmatrix} ds_i = \sqrt{dX_i^2 + dY_i^2 + dZ_i^2} \\ \dots \\ ds_k = \sqrt{dX_k^2 + dY_k^2 + dZ_k^2} \end{bmatrix}$$

У випадку якщо точка \mathbf{B}_i зазнала переміщення за період часу $t' - t$ відповідні різниці будуть мати невідповідні значення, що не кореспондують із точністю вимірювань.

Зв'язок між різницями у вимірних величинах та різницями у координатах загалом можна представити у наступному вигляді:

$$\begin{aligned} \mathbf{C} &= \mathbf{C}^0 + (\mathbf{A}^T \mathbf{Q}_L^{-1} \mathbf{A})^{-1} \mathbf{A}^T \mathbf{Q}_L^{-1} (\mathbf{L} - \mathbf{L}^0), \\ \mathbf{C}' &= \mathbf{C}^0 + (\mathbf{A}'^T \mathbf{Q}_L^{-1} \mathbf{A}')^{-1} \mathbf{A}'^T \mathbf{Q}_L^{-1} (\mathbf{L}' - \mathbf{L}^0), \end{aligned} \quad (4.17)$$

увівши відповідні позначення

$$\begin{aligned} \mathbf{U} &= (\mathbf{A}^T \mathbf{Q}_L^{-1} \mathbf{A})^{-1} \mathbf{A}^T \mathbf{Q}_L^{-1}, \\ \mathbf{U}' &= (\mathbf{A}'^T \mathbf{Q}_L^{-1} \mathbf{A}')^{-1} \mathbf{A}'^T \mathbf{Q}_L^{-1}, \end{aligned} \quad (4.18)$$

остаточно отримаємо

$$d\mathbf{C} = \mathbf{C}' - \mathbf{C} = \mathbf{U}'(\mathbf{L}' - \mathbf{L}^0) - \mathbf{U}(\mathbf{L} - \mathbf{L}^0) \quad (4.19)$$

де $\mathbf{C} = [X_i \ Y_i \ Z_i]$, $\mathbf{C}' = [X'_i \ Y'_i \ Z'_i]$ - координати точок на епохи t та t' ;

$\mathbf{Q}_C, \mathbf{Q}_{C'}$ - коваріаційні матриці координат точок у двох епохах;

\mathbf{L}, \mathbf{L}' - вектори вимірних величин;

$\mathbf{Q}_L, \mathbf{Q}_{L'}$ - коваріаційні матриці похибок вимірних величин.

На початку аналізу стабільності розрахуємо коваріаційну матрицю похибок різниць координат:

$$\mathbf{Q}_{dC} = \mathbf{Q}_C + \mathbf{Q}_{C'} = \begin{bmatrix} \mathbf{Q}_{dC_{11}} & \dots & \mathbf{Q}_{dC_{1i}} & \dots & \mathbf{Q}_{dC_{1p}} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \mathbf{Q}_{dC_{i1}} & \dots & \mathbf{Q}_{dC_{ii}} & \dots & \mathbf{Q}_{dC_{ip}} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \mathbf{Q}_{dC_{p1}} & \dots & \mathbf{Q}_{dC_{pi}} & \dots & \mathbf{Q}_{dC_{pp}} \end{bmatrix} \quad (4.20)$$

Далі розраховують квадратичні форми поправок вимірних величин

$$\begin{aligned} \mathbf{\Omega} &= \mathbf{V}^T \mathbf{Q}_L^{-1} \mathbf{V} \\ \mathbf{\Omega}' &= \mathbf{V}'^T \mathbf{Q}_L^{-1} \mathbf{V}', \end{aligned} \quad (4.21)$$

квадратичні форми різниць координат: глобальну \mathbf{R} та окремої точки \mathbf{R}_i :

$$\begin{aligned}\mathbf{R} &= d\mathbf{C}^T \mathbf{Q}_{d\mathbf{C}}^{-1} d\mathbf{C} \\ \mathbf{R}_i &= d\mathbf{C}_i^T \mathbf{Q}_{d\mathbf{C}_i}^{-1} d\mathbf{C}_i = (\mathbf{C}' - \mathbf{C})_i^T \mathbf{Q}_{d\mathbf{C}_i}^{-1} (\mathbf{C}' - \mathbf{C})_i,\end{aligned}\quad (4.22)$$

узагальнену середню квадратичну похибку одиниці ваги для двох епох спостережень:

$$\bar{s}_o^2 = \frac{\mathbf{\Omega} + \mathbf{\Omega}'}{(n - u) + (n' - u')}.\quad (4.23)$$

Остаточню розраховують два значення тестової статистики. Перше – глобальне для всієї мережі

$$T = \frac{d\mathbf{C}^T \mathbf{Q}_{d\mathbf{C}}^{-1} d\mathbf{C}}{f_G \bar{s}_o^2} = \frac{\mathbf{R}}{f_G \bar{s}_o^2} \sim F(f_G, f'_G),\quad (4.24)$$

де $f_G = \text{rank}(\mathbf{Q}_C + \mathbf{Q}_{C'}) = u$, $f'_G = (n + n') - 2u$.

Друге значення – локалізації переміщення окремої точки мережі:

$$T_i = \frac{d\mathbf{C}_i^T \mathbf{Q}_{d\mathbf{C}_i}^{-1} d\mathbf{C}_i}{f_L \bar{s}_o^2} = \frac{\mathbf{R}_i}{f_L \bar{s}_o^2} \sim F(f_L, f'_L),\quad (4.25)$$

де $f_L = 2$, $f'_L = f'_G = (n + n') - 2u$.

Статистична перевірка розпочинається із глобального F-тесту для всієї мережі. Стан точок мережі можна представити через нульову або альтернативну гіпотези:

$$H_0 : d\mathbf{C} = 0, H_a : d\mathbf{C} \neq 0.\quad (4.26)$$

Гіпотеза H_0 визначає ситуацію в якій показники сумісності/стабільності $d\mathbf{C} = \mathbf{C}' - \mathbf{C}$ мають незначимі, випадкові величини для всіх точок мережі, тобто зміни координат між епозами спостережень є несуттєвими. Натомість гіпотеза H_a вказує на протилежну ситуацію, коли деякі точки мережі мають суттєві переміщення. Для перевірки гіпотез використовують наступні рівні значимості:

$$\alpha = 0.05 \text{ or } 0.02, 0.01, 0.005, \dots,$$

критичне значення для F-розподілу із заданим ступенем свободи визначається як

$$F_{\alpha G} = F(\alpha; f_G, f'_G),$$

якщо $T \leq F_{\alpha G}$,

гіпотеза H_0 не відхиляється, зміни конгруентності точок мережі визначених у епоху t' по відношенню до епохи t , не підтверджуються;

$$T \geq F_{\alpha G},$$

гіпотеза H_0 відхиляється (із рівнем довірчої ймовірності α щодо неправильного відхилення H_0) і відповідно гіпотеза H_a приймається істинною. Таким чином ми можемо практично стверджувати, що деякі точки мережі зазнали переміщень у період часу між t та t' .

На другому етапі аналізу, за умови $T \geq F_{\alpha G}$ ми маємо провести локальний тест, тобто локалізувати точки, що отримали переміщення. На цьому етапі перевірки, точки, що викликали відхилення гіпотези H_0 для всієї мережі ідентифікуються за статистиками T_i .

Алгоритм перевірки виконується для кожної точки мережі, а умова перевірки має наступний вигляд:

$$H_{0i} : dC_i = 0, H_{ai} : dC_i \neq 0. \quad (4.27)$$

Для перевірки отриманих нами результатів за запропонованою нами методикою виконаємо статистичну перевірку геодезичної деформаційної ГНСС - мережі для дослідження деформацій Нововоронезької АЕС. Інші необхідні для аналізу величини наведено у табл. 4.1 – 4.3.

Таблиця 4.1. Величини відстаней та приростів координат (епоха 1)

База	Відстань, м	Dx, м	Dy, м	Dz, м
100-56	570.6072	12.3061	-518.1231	238.7249
100-61	1759.8244	1507.5541	-656.9591	-626.6317
100-67	3305.2986	2759.4293	149.2834	-1813.3570
100-70	4163.7080	3303.8087	706.3047	-2433.6076
100-79	632.7179	-89.0211	584.5695	-255.1349
100-9406	3192.0508	2018.3116	1448.9107	-2004.0620
100-9407	2568.4303	1847.8139	823.0529	-1582.7197
56-61	1773.1717	1495.2481	-138.8360	-865.3565
56-67	3493.3018	2747.1232	667.4065	-2052.0818
56-70	4413.0006	3291.5027	1224.4278	-2672.3325
56-79	1200.5682	-101.3271	1102.6956	-463.8598
56-9406	3594.9093	2006.0055	1967.0338	-2242.7869
56-9407	2912.9886	1835.5078	1341.1760	-1821.4445
61-67	1904.0838	1251.8751	806.2425	-1186.7253
61-70	2889.6679	1796.2546	1363.2638	-1806.9760
61-79	2061.9518	-1596.5752	1241.5286	401.4968
61-9406	2567.6594	510.7574	2105.8697	-1377.4303
61-9407	1794.5240	340.2598	1480.0120	-956.0880
67-70	995.6569	544.3795	557.0213	-620.2506
67-79	3290.2268	-2848.4403	435.2861	1588.2221
67-9406	1508.1959	-741.1177	1299.6273	-190.7050
67-9407	1156.8066	-911.6153	673.7695	230.6373
70-79	4050.1192	-3392.8298	-121.7352	2208.4727
70-9406	1545.4695	-1285.4972	742.6060	429.5456
70-9407	1690.4323	-1455.9948	116.7482	850.8879
79-9406	2890.0723	2107.3326	864.3412	-1778.9271

79-9407	2377.2338	1936.8350	238.4834	-1357.5848
9406-9407	773.4964	-170.4977	-625.8577	421.3423

Таблиця 4.2 Величини відстаней та приростів координат (епоха 2)

База	Відстань, м	Dx, м	Dy, м	Dz, м
100-56	570.6118	12.3060	-518.1272	238.7270
100-61	1759.8290	1507.5638	-656.9572	-626.6233
100-67	3305.2979	2759.4319	149.2803	-1813.3519
100-70	4163.7091	3303.8126	706.3021	-2433.6049
100-79	632.7170	-89.0172	584.5679	-255.1378
100-9406	3192.0518	2018.3157	1448.9118	-2004.0587
100-9407	2568.4290	1847.8161	823.0510	-1582.7162
56-61	1773.1765	1495.2679	-138.8300	-865.3503
56-67	3493.3024	2747.1259	667.4075	-2052.0789
56-70	4413.0036	3291.5067	1224.4293	-2672.3319
56-79	1200.5721	-101.3232	1102.6951	-463.8648
56-9406	3594.9137	2006.0097	1967.0389	-2242.7857
56-9407	2912.9901	1835.5101	1341.1781	-1821.4432
61-67	1904.0792	1251.8681	806.2375	-1186.7287
61-70	2889.6658	1796.2488	1363.2593	-1806.9816
61-79	2061.9520	-1596.5810	1241.5251	401.4855
61-9406	2567.6603	510.7518	2105.8689	-1377.4354
61-9407	1794.5220	340.2523	1480.0081	-956.0929
67-70	995.6593	544.3807	557.0218	-620.2530
67-79	3290.2221	-2848.4491	435.2876	1588.2141
67-9406	1508.1990	-741.1163	1299.6314	-190.7068
67-9407	1156.8073	-911.6158	673.7706	230.6357
70-79	4050.1161	-3392.8298	-121.7342	2208.4671
70-9406	1545.4713	-1285.4970	742.6096	429.5462
70-9407	1690.4342	-1455.9965	116.7498	850.8887
79-9406	2890.0694	2107.3328	864.3438	-1778.9209
79-9407	2377.2287	1936.8333	238.4830	-1357.5784
9406-9407	773.4994	-170.4996	-625.8608	421.3425

Таблиця 4.3. Величини відстаней

База	Епоха 1	Епоха 2	Епоха 3	СКП для епохи 3
100-56	570.6072	570.6118	570.6121	0.0013
100-61	1759.8244	1759.8290	1759.8322	0.0021
100-67	3305.2986	3305.2979	3305.3056	0.0020
100-70	4163.7080	4163.7091	4163.7168	0.0022
100-79	632.7179	632.7170	632.7181	0.0020
100-9406	3192.0508	3192.0518	3192.0541	0.0012

100-9407	2568.4303	2568.4290	2568.4281	0.0013
56-61	1773.1717	1773.1765	1773.1832	0.0014
56-67	3493.3018	3493.3024	3493.3098	0.0019
56-70	4413.0006	4413.0036	4413.0092	0.0015
56-79	1200.5682	1200.5721	1200.5722	0.0020
56-9406	3594.9093	3594.9137	3594.9111	0.0015
56-9407	2912.9886	2912.9901	2912.9932	0.0015
61-67	1904.0838	1904.0792	1904.0799	0.0016
61-70	2889.6679	2889.6658	2889.6652	0.0020
61-79	2061.9518	2061.9520	2061.9591	0.0017
61-9406	2567.6594	2567.6603	2567.6634	0.0014
61-9407	1794.5240	1794.5220	1794.5287	0.0015
67-70	995.6569	995.6593	995.6524	0.0013
67-79	3290.2268	3290.2221	3290.2260	0.0021
67-9406	1508.1959	1508.1990	1508.1967	0.0018
67-9407	1156.8066	1156.8073	1156.8058	0.0015
70-79	4050.1192	4050.1161	4050.1239	0.0024
70-9406	1545.4695	1545.4713	1545.4751	0.0012
70-9407	1690.4323	1690.4342	1690.4387	0.0021
79-9406	2890.0723	2890.0694	2890.0706	0.0015
79-9407	2377.2338	2377.2287	2377.2302	0.0024
9406-9407	773.4964	773.4994	773.4981	0.0011

Дані з табл. 4.1 – 4.3 було використано для аналізу стабільності та визначення очікуваних переміщень пунктів мережі. За виразами було розраховано показники стабільності мережі та оцінено можливі просторові переміщення пунктів. Результати аналізу наведено у табл. 4.4.

Таблиця 4.4. Аналіз стабільності пунктів ГНСС - мережі

Реперний знак мереж	Епоха 1 - 2	Епоха 2 - 3	Величина зміщення у просторі
№9406	Стабільний	Стабільний	0,003
№ 70	Стабільний	Втрата стабільності	-0,008
№100	Стабільний	Стабільний	0,003
№56	Стабільний	Стабільний	0,005
№61	Стабільний	Втрата стабільності	-0,011
№67	Стабільний	Стабільний	-0,001
№79	Стабільний	Стабільний	0,006
№9407	Стабільний	Стабільний	0,004

Таким чином два пункти №70 та №61 надійно ідентифікуються, як такі, що змістилися між епохами спостережень 2 та 3.

4.3 Технології ГНСС - спостережень при виконанні геодезичного моніторингу інженерних споруд

Загально відомо, що головна мета геодезичного моніторингу – це визначення кількісних змін геометричних характеристик споруди (вертикальні та горизонтальні переміщення, швидкість, напрямок переміщень та ін.) та на їх основі прогнозування подальшого розвитку деформаційних процесів. Питання моніторингу як таке пов'язане із питанням технічної діагностики інженерної споруди. Технічна діагностика є галуззю науково-технічних знань, метою якої є застосування торій, методів та засобів виявлення дефектів (переміщень) технічної природи. Отже технічну діагностику можна розглядати як складову геодезичного моніторингу. Під дефектом у діагностиці розуміють невідповідність властивостей об'єкта його заданим або очікуваним властивостям. Пошук дефекта полягає у визначенні з необхідною точністю його місцеположення відносно об'єкту. Якщо розглядати технічне діагностування як процес визначення технічного стану об'єкта з певною точністю, то за такого визначення геодезичний моніторинг можна інтерпретувати як проведення технічної діагностики із певним інтервалом часу. Результатом діагностування є висновок про технічний стан споруди із зазначенням місць, видів та причин переміщень (деформацій).

В діагностиці розрізняють дві системи діагностування - тестового та функціонального. У системах тестового діагностування на об'єкт подаються спеціально організовані тестові впливи. У системах функціонального діагностування, які працюють в процесі експлуатації об'єкта, подача тестових впливів, як правило, виключається; на об'єкт надходять тільки робочі впливи, передбачені його алгоритмом функціонування. У системах обох видів засоби діагностування сприймають і аналізують реакції об'єкта на входні (тестові або робочі) впливи і видають результат діагностування, тобто ставлять діагноз: об'єкт справний або несправний, працездатний або непрацездатний, функціонує правильно чи неправильно, має такий-то дефект або в об'єкті пошкоджена така-то його складова частина і т.п. (рис.4.5).

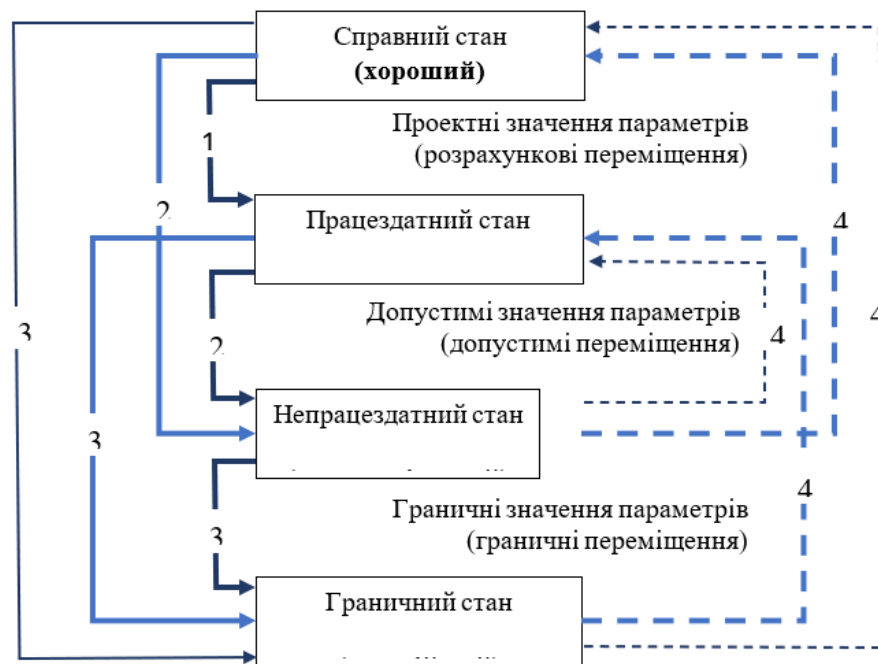


Рис. 4.5. Блок-схема технологічних станів об'єкта

- 1 – пошкодження об'єкта;
- 2 – відмова функціонування;
- 3 – перехід об'єкта в граничний стан через порушення умов експлуатації, старіння та ін.
- 4 – ремонт

Системи тестового діагностування необхідні для перевірки справності та працездатності, а також пошуку дефектів, що порушують справність або працездатність об'єкта. Системи функціонального діагностування необхідні для перевірки правильності функціонування і для пошуку дефектів, що порушують правильне функціонування об'єкта.

Згідно, будь-яка система діагностування є специфічною системою управління або контролю. Специфіка полягає в цілі управління (контролю), що складається у визначенні технічного стану об'єкта діагностування. Відповідно до цього при розробці системи діагностування повинні вирішуватися ті завдання, які вирішуються при розробці інших систем управління і контролю. Сюди відносять - вивчення об'єкта, його можливих дефектів і ознак прояви останніх, вибір або побудова математичного опису поведінки справного об'єкта і його несправних модифікацій, аналіз математичної моделі з метою отримання реалізованого системою алгоритму діагностування, вибір або розробка засобів діагностування або контролю, розгляд і розрахунок характеристик системи в цілому. При такій постановці завдання, вимоги до технічного діагностування та його порядок відповідають основним вимогам та завданням геодезичного моніторингу.

Параметри геодезичного моніторингу (розмірність переміщень, точність їх визначення, періодичність спостережень) залежать від технології, що використовується при спостереженнях. У свою чергу ці технології накладають певні умови та обмеження на розмір об'єкту моніторингу, точність вимірювань, періодичність та ін. За результатами аналізу відомих технологічних схем ведення геодезичного моніторингу можна запропонувати узагальнену технологічну схему геодезичного моніторингу. Така схема складається із чотирьох основних етапів: розроблення загальної схеми моніторингу та визначення параметрів моніторингу; проектування вимірювань; вимірювання; оброблення та аналіз результатів (рис. 4.6). Кожний з цих етапів включає окремі процеси для досягнення остаточної мети кожного етапу. При цьому слід обов'язково зауважити,

що більшість авторів не зважають увагу на те, що геодезичний моніторинг є процесом із зворотнім зв'язком, тобто результати отримані на третьому етапі використовуються як корегувальні для першого етапу, а відтак і до всієї технологічної схеми моніторингу. Практично, тільки для типових не складних за формою, умовами експлуатації та величинами переміщень споруд можна призначати незмінну схему моніторингу. Для більшості об'єктів технологічна схема є динамічною.



Рис. 4.6. Узагальнена технологічна схема геодезичного моніторингу

Традиційний підхід до розроблення проектів геодезичних спостережень із використанням відомих геодезичних технологій, які було розглянуто у першому розділі, викладено в класичних роботах [19,74,76,91]. В чинній нормативній літературі [24,63,78] наведено лише загальні положення про порядок та методик спостережень, без детального розгляду порядку розрахунку точності спостережень та методик спостережень з використанням сучасних технологій, таких як ГНСС та електронні тахеометри. Останнім часом з'явилося декілька робіт в яких зроблено спробу опису методик використання

сучасних технологій, це роботи [20,22,23,77]. Однак необхідно відмітити, що головна увага в цих роботах зосереджена на математичному обробленні отриманих результатів спостережень і представленні кількісних геометричних характеристик. Етап проектування спостережень та безпосереднього виконання спостережень залишається поза увагою авторів. Нашою метою є розроблення технологічної схеми виконання геодезичного моніторингу інженерних споруд із використанням ГНСС - технологій.

Приймаючи узагальнену технологічну схему (рис. 4.6) як вихідну та використовуючи результати досліджень, що були виконані нами у попередніх розділах можна запропонувати наступну технологічну схему ГНСС - моніторингу інженерних споруд (рис. 4.7).

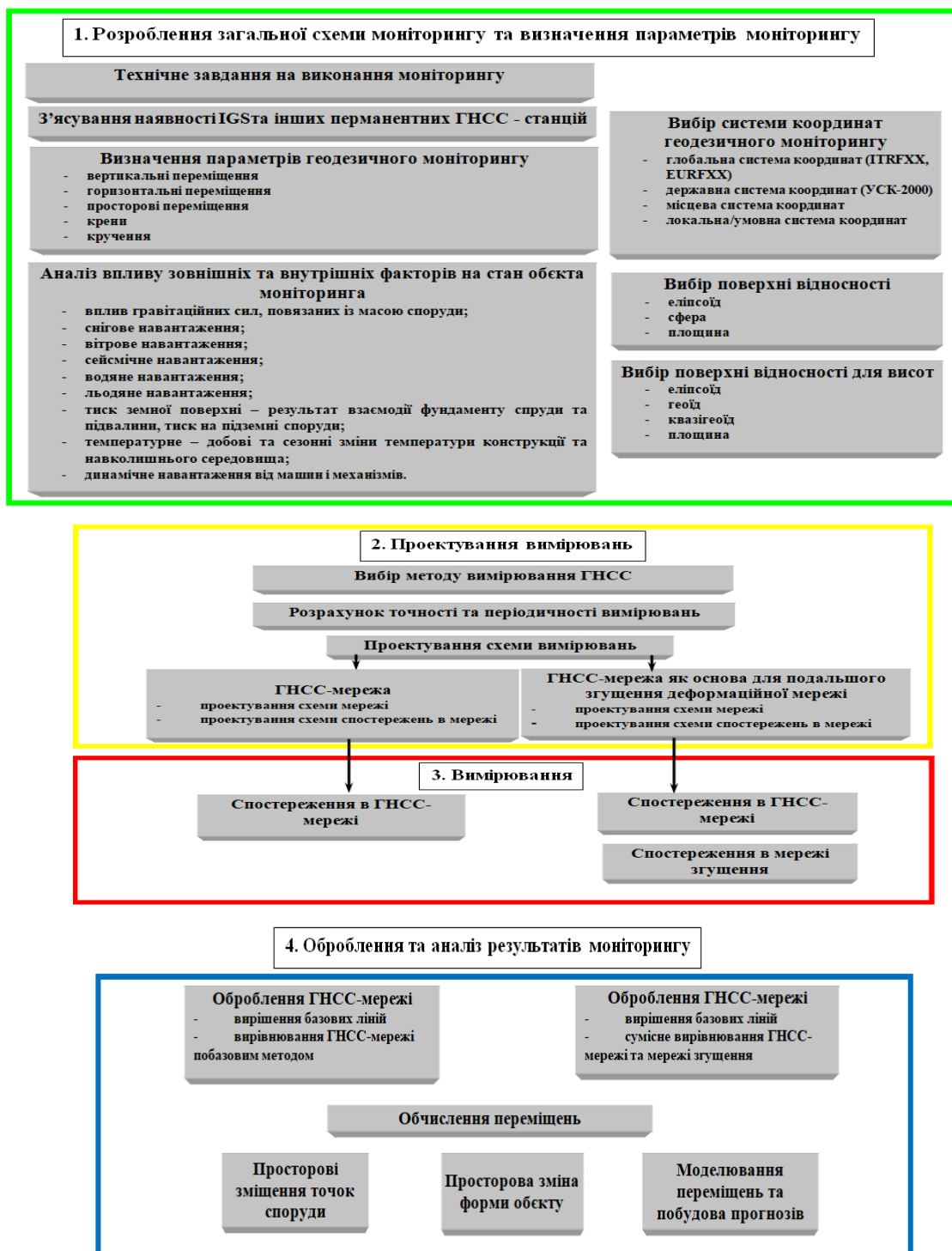


Рис. 4.7. Технологічна схема ГНСС - моніторингу інженерних споруд

Технологічна схема передбачає два варіанти виконання ГНСС -моніторингу. У першому випадку ГНСС - станції розміщено безпосередньо на пунктах визначення переміщень і результати ГНСС - спостережень використовуються безпосередньо як результати моніторингу. У другому варіанті ГНСС - станції використовують для створення мережі для геодезичного моніторингу, а переміщення ГНСС - станцій використовують як допоміжні дані для аналізу переміщень та корегування результатів вимірювань у внутрішній по відношенню до ГНСС - мережі.

4.4 Методики попереднього розрахунку точності та інтервалів спостережень при виконанні геодезичного моніторингу методами ГНСС – спостережень

Питання розрахунку точності є ключовим у завданні геодезичного моніторингу інженерних споруд. Традиційно геодезисти відштовхуються від норм, що їх встановлюють проектувальники у відповідності до норм точності на різні види робіт (рис. 4.8).

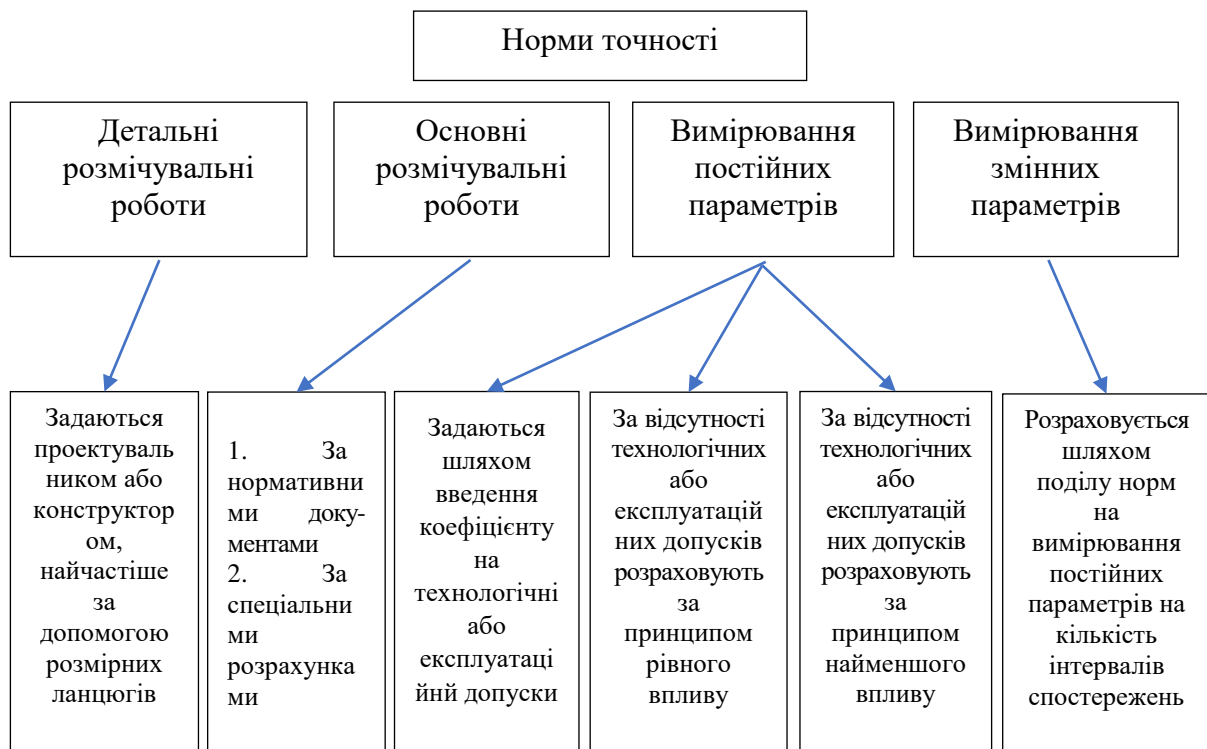


Рис. 4.8. Класифікація норм точності і методів розрахунку точності

Ключовим моментом моніторингу із використанням ГНСС є висока частота отримання даних. Тут необхідно зупинитися більш детально на визначеннях *пасивного* та *активного* контролів в геодезії.

Під пасивним контролем (контролем постійних параметрів) при оцінці технічного стану споруд слід розуміти контроль, який за своєю точністю дозволяє виконувати тільки поділ дійсних відхилень геометричних параметрів на допустимі (придатні) і неприпустимі (непридатні). Внаслідок цього результати контролю не можуть бути використані для прогнозування (а, отже, і подальшого завчасного управління процесом експлуатації). Їх можна використовувати тільки для оцінки технічного стану конструкцій об'єкта на момент контролю. У цьому і полягає основа відмінності пасивного контролю від активного. Контрольними нормативами при пасивному контролі є величини допустимих осідань,

горизонтальних зсувів і інших граничних відхилень геометричних параметрів, що визначають вимоги до точності контрольованих геометричних параметрів.

Під активним контролем (контролем змінних параметрів) [17] розуміють контроль, який за своєю точністю і періодичності дозволяє не тільки виконувати поділ конструкцій за геометричною ознакою на придатні і непридатні до подальшої експлуатації, але і виявляти поетапну зміну таких геометричних параметрів, як функції часу. Внаслідок цього результати контролю можуть бути використані для раннього виявлення небажаних процесів і явищ та прогнозування їх розвитку. На підставі такого контролю і прогнозування процесів з'являється можливість заздалегідь приймати необхідні попереджувальні заходи, тобто управляти процесом експлуатації, не доводячи стан об'єкта до аварійного. Отже у випадку геодезичного моніторингу ми маємо справу саме із активним контролем.

При розрахунках точності контролю постійних параметрів простежується кілька варіантів розрахунку. При відомих технологічних або експлуатаційних допусках на геометричні параметри, що характеризують технічний стан об'єкта, точність встановлюється введенням понижуючого коефіцієнта (коефіцієнта точності) на технологічні або експлуатаційні допуски. При цьому понижуючий коефіцієнт приймається за різними літературними джерелами від 0,2 до 0,7 в залежності від необхідної достовірності отримання результатів контролю. У цих випадках точність геодезичного контролю виражається формулами [17]:

$$\begin{aligned}\Delta_{geo(p)} &= c_p \Delta_t = c_p \Delta_e ; \\ m_{geo(p)} &= c_p \frac{\Delta_t}{6} = c_p \frac{\Delta_e}{6} ; \\ \delta_{geo(p)} &= c_p \delta_t = c_p \delta_e ; \\ m_{geo(p)} &= c_p \frac{\delta_t}{3} = c_p \frac{\delta_e}{3} .\end{aligned}\tag{4.28}$$

де $\Delta = 2\delta = 6m_{geo(p)}$; $\Delta_{geo(p)}$ - допуск на геодезичні вимірювання при пасивному контролі; Δ_t, Δ_e - технологічний та експлуатаційний допуски; $\delta_{geo(p)}$ - допустиме відхилення на геодезичні вимірювання при пасивному контролі; δ_t, δ_e - технологічне та експлуатаційне допустиме відхилення; $m_{geo(p)}$ - СКП вимірювання при пасивному контролі.

Сутність вибору коефіцієнта запозичена з машинобудування для контролю лінійних розмірів виготовлених деталей і застосовується в якості базової досі. Фактично в геодезії найбільш розповсюдженими є коефіцієнти 0,3 – 0,5. Такою є ситуація при пасивному контролі, нас же цікавить нормування точності при активному контролі.

Норми точності геодезичних вимірювань при активному контролі призначаються для вирішення точних завдань, пов'язаних із вивченням і контролем характеру змін розмірів, положення і форми споруд, а також їх елементів у часі від статичних і динамічних навантажень, що були розглянуті нами у першому розділі та попередньому пункті. По суті, це норми точності вимірювань при контролі розвитку деформаційних процесів. У цих випадках важливо вивчити характер зміни параметра через певні інтервали часу, порівняти результати цих змін з заданими проектними або нормативними значеннями і зробити відповідні висновки і рішення.

Відомо, що при контролі будь-якого геометричного параметра об'єкта, при дотриманні закладених проектом умов будівництва і експлуатації, розподіл дійсних відхилень конструкцій буде підкорятися нормальному закону розподілу. Якщо побудувати графіки змін геометричних параметрів у часі, то вони, як правило, описуються кривими, що мають асимптоти, відстань яких від осі ординат дорівнюватиме δ_e . З усіх цих графіків цікаві тільки графіки тих кривих, асимптота яких відстоять від осі ординат на величину граничного відхилення δ_e .

Графік такої кривої, яка б показала зміну в часі експлуатаційного відхилення $\delta_i(t)$ (наприклад, осідання), представлений на рис. 4.9. Щоб отримати такий графік, граничне відхилення δ_e розбивається на інтервали спостереження δ_{int} . В результаті перетину кривої $\delta_i(t)$ з межами інтервалів утворюються точки А, В, С. З теорії планування експериментів відомо, що, чим менше обрана величина δ_{int} , тим більше число контрольних точок буде при експериментальному вивченні будь-якого процесу або явища, тим точніше буде підібрана функція, яка, описувала цей процес. Величину інтервалу стеження можна знайти за виразом:

$$\delta_{int} = \frac{\delta_e}{n-1}. \quad (4.29)$$

Ці положення справедливі і для контролю змінних параметрів, а отже, і прогнозування та управління процесом, що характеризує технічний стан конструкцій будівель і споруд.

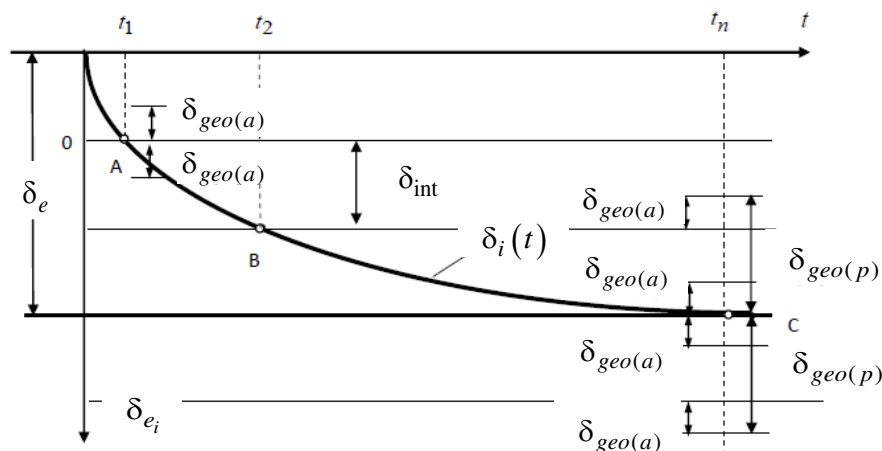


Рис. 4.9. Крива зміни геометричного параметра у часі

Однак збільшення числа точок вимагатиме збільшення числа вимірювань і підвищення точності вимірювань. За часовою характеристикою такий контроль буде періодичним і повинен виконуватися через певні інтервали часу, величина яких залежатиме від величини обраного інтервалу спостереження і запланованого ходу розвитку процесу експлуатації, наприклад, процесу консолідації ґрунтів основи. Цілком логічно для цілей призначення точності вимірювань при активному контролі застосувати теорію призначення точності, яка використовується при пасивному контролі, але вже із урахуванням вимог, викладених вище. А саме точність співставляти не з величинами допустимих відхилень δ_e , а з величинами інтервалів спостереження δ_{int} . Тоді точність моніторингу буде характеризуватися допустимим відхиленням $\delta_{geo(a)}$ і буде отримана шляхом ділення

допустимого відхилення при пасивному контролі $\delta_{geo(p)}$ на кількість інтервалів спостережень $k = n - 1$, де n - кількість циклів спостережень.

$$\delta_{geo(a)} = \frac{\delta_{geo(p)}}{k}. \quad (4.30)$$

Також можна використати формулу запропоновану проф. Жуковим:

$$\delta_{geo(a)} = \frac{c_p^2 \delta_e}{1 + c_p} = c_a \delta_e, \quad (4.31)$$

де $c_a = \frac{c_p^2}{1 + c_p}$.

Проблема полягає у тому, що для спостережень за допомогою ГНСС точність є обмеженою, а отже $\delta_{geo(a)}$ має бути

$$\delta_{geo(a)} \geq 2 \div 3 m_{GNSS} \quad (4.32)$$

Умова (4.31) є першою умовою застосування ГНСС для завдань моніторингу. Друга умова випливає з того, що для ГНСС призначення інтервалів спостережень взагалі то не є критичним питанням, оскільки частота отримання даних та швидкість сучасних обчислювальних засобів дозволяють проводити вимірювання з дуже високою частотою, яка придатана для ідентифікації будь-яких деформаційних процесів. За таких умов не дотримується умова (4.29), оскільки ми можемо як завгодно (безумовно у межах здорового глузду) збільшувати кількість інтервалів спостережень і відповідно величину δ_{int} , у той час, як точність залишається незмінною. Отже нам необхідно встановити співвідношення між точністю спостережень та оптимальною кількістю інтервалів. Якщо прийняти, що:

$$\delta_{geo(a)} = \frac{\delta_{geo(p)}}{k} = \delta_{GNSS}, \quad (4.33)$$

то допустима кількість інтервалів спостережень буде

$$k = \frac{\delta_{geo(p)}}{\delta_{GNSS}}. \quad (4.34)$$

Відповідно допустиме співвідношення між точністю ГНСС спостережень за переміщеннями та розрахунковою величиною переміщень

$$\delta_e = \frac{k \delta_{GNSS}}{c_p}. \quad (4.35)$$

Виконаємо приклад розрахунку за умови, що величина k має бути більше рівна 1.

Таблиця 4.5. Співвідношення між точністю визначення переміщень та розрахунковим переміщенням

m_{GNSS} , мм	c_p	δ_e , мм	k
5	0,2	20	0,4
5	0,2	30	0,6
5	0,2	40	0,8
5	0,2	50	1
5	0,2	60	1,2

Розглянутий простий алгоритм розрахунку дозволяє визначити умови за яких можна використовувати ГНСС - спостереження. Якщо очікувана точність ГНСС - вимірювань складає 5 мм, не має значення для якої складової, то за таких умов можливо фіксувати переміщення для споруд із допустимим переміщенням 50 мм.

4.5 Математична модель попереднього розрахунку точності комбінованих наземних та ГНСС – спостережень при виконанні геодезичного моніторингу інженерних споруд

Просторовий геодезичний моніторинг цивільних споруд - одне з найскладніших завдань інженерної геодезії. Сучасне обладнання дозволяє спростити багато технологічних процесів. У той же час нове обладнання призвело до винайдення нових методів просторового моніторингу. Найбільш сучасним на сьогоднішній день підхід згідно якого ГНСС інтегруються з наземними засобами вимірювань, в першу чергу електронними тахеометрами. Традиційний метод просторового геодезичного моніторингу, що виконувався з фіксованих точок мережі, був замінений методом вільної станції, що дозволяє проводити просторовий моніторинг з будь-якої точки навколо або всередині будівлі. Якщо необхідні вимоги дотримуються, метод вільної станції забезпечує адекватну точність просторового геодезичного моніторингу, тоді як його швидкість значно вище порівняно з іншими методами. У багатьох випадках геодезичного моніторингу нам доводиться виконувати спостереження з нестабільних точок. Це може бути пов'язано з перешкодами або вимогами щодо належної точності вимірювання. Ми маємо розуміти, що в такому випадку загальні координати станцій будуть постійно змінюватися. Отже, з технічної точки зору, це традиційний геодезичний моніторинг, але оскільки загальні координати станції постійно змінюються, ми маємо вільні спостереження станцій у кожному циклі. Оцінювання точності для такого випадку є вкрай складним питанням. При розрахунку необхідно враховувати не тільки точність вимірювання тахеометра, а й точність вихідної ГНСС -мережі. Основна умова використання тахеометрів для геодезичного моніторингу є наявність вихідної ГНСС - мережі з нерухомими точками, розташованими поза зоною процесу деформації. Визначення координат станції спостережень проводиться відносно точок ГНСС. Крім того, отримані координати станції надалі використовуються як фіксовані для вимірювання переміщень деформаційних марок на споруді. Отже, остаточні координати деформаційних марок містять три типи похибок: похибки ГНСС-мережі, похибки визначення координат станцій спостережень та похибки вимірювань переміщень деформаційних марок. Запропоновано наступну модель розрахунку похибок вимірювання переміщень:

$$\mathbf{K}_D = \mathbf{K}_{GNSS} + \mathbf{K}_{FS} + \mathbf{K}_M, \quad (4.36)$$

де: \mathbf{K}_{GNSS} - коваріаційна матриця похибок ГНСС - мережі; \mathbf{K}_{FS} - коваріаційна матриця визначення координат станції спостережень за умови відсутності похибок ГНСС - мережі; \mathbf{K}_M - коваріаційна матриця визначення координат деформаційної марки.

Коваріаційну матрицю \mathbf{K}_{FS} отримують з вирівнювання оберненої просторової засічки. Структура цієї матриці залежить від геометрії засічки та точності вимірювання кутів і відстаней. Загалом вона має наступний вигляд:

$$\mathbf{K}_{FS} = \begin{bmatrix} m_{X_{FS}}^2 & k_{X_{FS}Y_{FS}} & k_{X_{FS}Z_{FS}} \\ k_{X_{FS}Y_{FS}} & m_{Y_{FS}}^2 & k_{Z_{FS}Y_{FS}} \\ k_{X_{FS}Z_{FS}} & k_{Z_{FS}Y_{FS}} & m_{Z_{FS}}^2 \end{bmatrix}, \quad (4.37)$$

де: $m_{X_{FS}}$, $m_{Y_{FS}}$, $m_{Z_{FS}}$ – СКП координат станції; $k_{X_{FS}Y_{FS}}$ – кореляційні моменти.

Для того щоб знайти вплив матриці \mathbf{K}_{GNSS} , необхідно мати матрицю \mathbf{K} , яку отримують за результатами вирівнювання ГНСС – мережі. Матриця \mathbf{K} має вигляд:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} m_{X_1}^2 & k_{X_1Y_1} & k_{X_1Z_1} & \dots & k_{X_1Z_n} \\ k_{X_1Y_1} & m_{Y_1}^2 & k_{Z_1Y_1} & \dots & k_{Y_1Z_n} \\ k_{X_1Z_1} & k_{Z_1Y_1} & m_{Z_1}^2 & \dots & k_{Z_1Z_n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{X_1Z_n} & k_{Y_1Z_n} & k_{Z_1Z_n} & \dots & m_{Z_n}^2 \end{bmatrix}, \quad (4.38)$$

де m_{X_i} , m_{Y_i} , m_{Z_i} – СКП координат i -ї точки; $k_{X_iY_j}$ – кореляційні моменти; n – кількість точок в мережі.

Головним завданням є перехід від матриці \mathbf{K} до матриці \mathbf{K}_{GNSS} . Вплив похибок зовнішньої мережі у загальному вигляді можна представити так:

$$\mathbf{K}_{GNSS} = \mathbf{BKB}^T, \quad (4.39)$$

де: \mathbf{K} – коваріаційна матриця вихідної мережі після вирівнювання; \mathbf{B} – матриця частинних похідних від координат визначуваної станції за координатами вихідної мережі.

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} \frac{\partial X_{FS}}{\partial X_1} & \frac{\partial X_{FS}}{\partial Y_1} & \frac{\partial X_{FS}}{\partial Z_1} & \dots & \frac{\partial X_{FS}}{\partial X_n} & \frac{\partial X_{FS}}{\partial Y_n} & \frac{\partial X_{FS}}{\partial Z_n} \\ \frac{\partial Y_{FS}}{\partial X_1} & \frac{\partial Y_{FS}}{\partial Y_1} & \frac{\partial Y_{FS}}{\partial Z_1} & \dots & \frac{\partial Y_{FS}}{\partial X_n} & \frac{\partial Y_{FS}}{\partial Y_n} & \frac{\partial Y_{FS}}{\partial Z_n} \\ \frac{\partial Z_{FS}}{\partial X_1} & \frac{\partial Z_{FS}}{\partial Y_1} & \frac{\partial Z_{FS}}{\partial Z_1} & \dots & \frac{\partial Z_{FS}}{\partial X_n} & \frac{\partial Z_{FS}}{\partial Y_n} & \frac{\partial Z_{FS}}{\partial Z_n} \end{bmatrix}. \quad (4.40)$$

Для визначення цих похідних використовують метод чисельного диференціювання. Обчислення виконують за наступними виразами:

$$\frac{\partial X_{FS}}{\partial X_1} \approx \frac{X_{FS}^0 - X_{FS}}{\Delta X_1} = \frac{\Delta X_{FS}}{\Delta}; \quad \frac{\partial Y_{FS}}{\partial X_1} \approx \frac{Y_{FS}^0 - Y_{FS}}{\Delta X_1} = \frac{\Delta Y_{FS}}{\Delta}; \quad \frac{\partial Z_{FS}}{\partial X_1} \approx \frac{Z_{FS}^0 - Z_{FS}}{\Delta X_1} = \frac{\Delta Z_{FS}}{\Delta}. \quad (4.41)$$

Використовуючи отримані з вирівнювання координати станції спостережень X_{FS}, Y_{FS}, Z_{FS} за умови, що точки ГНСС – мережі не містять похибок, у виразі (4.41) обчислюють координати станції $X_{FS}^0, Y_{FS}^0, Z_{FS}^0$ за умови, що координата X_1 першої точки

була спотворена на додаткову величину Δ , яку з практичних міркувань можна прийняти рівною 50 мм. Поступово змінюючи координати всіх точок ГНСС - мережі, можуть бути обчислені усі стовпчики матриці (4.39) та обчислена матриця \mathbf{K}_{GNSS} .

Коли обчислено коваріаційну матрицю станції спостережень, можна обчислити матрицю похибок визначення координат деформаційних марок \mathbf{K}_M . Розглянемо точність визначення координат, як результат впливу точності визначення станції спостережень та точності вимірювання на станції. Під точністю визначення координат станції ми маємо на увазі вплив похибок, що використані для орієнтування станції спостережень. Тоді для матриці \mathbf{K}_M маємо:

$$\mathbf{K}_M = \mathbf{K}_P + \mathbf{K}_N, \quad (4.42)$$

де: \mathbf{K}_P - коваріаційна матриця вимірювань переміщень на станції спостережень; \mathbf{K}_N - коваріаційна матриця орієнтування станції.

Коваріаційна матриця \mathbf{K}_P може бути обчислена:

$$\mathbf{K}_P = \mathbf{A} \mathbf{M} \mathbf{A}^T, \quad (4.43)$$

де: \mathbf{A} - матриця частинних похідних від рівнянь визначення координат точки просторовим полярним методом; \mathbf{M} - 3x3 діагональна матриця. Діагональні елементи матриці \mathbf{M} є квадратами СКП вимірювання відстаней і кутів.

$$\mathbf{M} = \text{diag} \left[m_z^2 \quad m_\beta^2 \quad m_s^2 \right], \quad (4.44)$$

де: m_z - СКП зенітної відстані; m_β - СКП горизонтального кута; m_s - СКП відстані.

Після деяких перетворень матриця \mathbf{A} має вигляд

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} S \cos z \cos(\beta+\alpha) & -S \sin z \sin(\beta+\alpha) & \sin z \cos(\beta+\alpha) \\ S \cos z \sin(\beta+\alpha) & S \sin z \cos(\beta+\alpha) & \sin z \sin(\beta+\alpha) \\ -S \sin z & 0 & \cos z \end{bmatrix}, \quad (4.45)$$

д: α - горизонтальний напрямок; β - горизонтальний кут; z - зенітна відстань; S - відстань.

Тепер нам необхідно отримати коваріаційну матрицю орієнтування вільної станції \mathbf{K}_N :

$$\mathbf{K}_N = \mathbf{B}_N \mathbf{K}_{FS/GNSS} \mathbf{B}_N^T. \quad (4.46)$$

Коваріаційна матриця (4.46) описує накопичувальний ефект впливу похибок ГНСС - мережі та похибок визначення станції спостережень відносно ГНСС - мережі. Матриця matrix $\mathbf{K}_{FS/GNSS}$ має блочно діагональну структуру і містить два блоки. Блок похибок станції спостережень, який пропонуємо розраховувати як:

$$\mathbf{K}_{ST} = \mathbf{K}_{GNSS} + \mathbf{K}_{FS}, \quad (4.47)$$

що підтверджує вплив похибок ГНСС - мережі на повну похибку вимірювань положення деформаційної марки через похибки станції спостережень.

Другий блок це коваріаційна матриця, що похибок орієнтування станції спостережень. Цю матрицю отримують із повної коваріаційної матриці ГНСС - мережі \mathbf{K} . Then matrix $\mathbf{K}_{FS/GNSS}$ can be written as:

$$\mathbf{K}_{FS/GNSS} = \begin{bmatrix} m_{X_{ST}}^2 & k_{X_{ST}Y_{ST}} & k_{X_{ST}Z_{ST}} & 0 & 0 & 0 \\ k_{X_{ST}Y_{ST}} & m_{Y_{ST}}^2 & k_{Y_{ST}Z_{ST}} & 0 & 0 & 0 \\ k_{X_{ST}Z_{ST}} & k_{Y_{ST}Z_{ST}} & m_{Z_{ST}}^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{X_i}^2 & k_{X_iY_i} & k_{X_iZ_i} \\ 0 & 0 & 0 & k_{X_iY_i} & m_{Y_i}^2 & k_{Y_iZ_i} \\ 0 & 0 & 0 & k_{X_iZ_i} & k_{Y_iZ_i} & m_{Z_i}^2 \end{bmatrix}. \quad (4.48)$$

Елементи матриці \mathbf{B}_N розраховують за тією ж схемою, що і матрицю \mathbf{B} , \mathbf{B}_N буде:

$$\mathbf{B}_N = \begin{bmatrix} \frac{\partial X_M}{\partial X_{ST}} & \frac{\partial X_M}{\partial Y_{ST}} & \frac{\partial X_M}{\partial Z_{ST}} & \frac{\partial X_M}{\partial X_i} & \frac{\partial X_M}{\partial Y_i} & \frac{\partial X_M}{\partial Z_i} \\ \frac{\partial Y_M}{\partial X_{ST}} & \frac{\partial Y_M}{\partial Y_{ST}} & \frac{\partial Y_M}{\partial Z_{ST}} & \frac{\partial Y_M}{\partial X_i} & \frac{\partial Y_M}{\partial Y_i} & \frac{\partial Y_M}{\partial Z_i} \\ \frac{\partial Z_M}{\partial X_{ST}} & \frac{\partial Z_M}{\partial Y_{ST}} & \frac{\partial Z_M}{\partial Z_{ST}} & \frac{\partial Z_M}{\partial X_i} & \frac{\partial Z_M}{\partial Y_i} & \frac{\partial Z_M}{\partial Z_i} \end{bmatrix}. \quad (4.49)$$

Частинні похідні розраховують за виразами:

$$\frac{\partial X_M}{\partial X_{ST}} \approx \frac{X_M^0 - X_M}{\Delta X_{ST}} = \frac{\Delta X_M}{\Delta}; \quad \frac{\partial Y_M}{\partial X_{ST}} \approx \frac{Y_M^0 - Y_M}{\Delta X_{ST}} = \frac{\Delta Y_M}{\Delta}; \quad \frac{\partial Z_M}{\partial X_{ST}} \approx \frac{Z_M^0 - Z_M}{\Delta X_{ST}} = \frac{\Delta Z_M}{\Delta}. \quad (4.50)$$

Таким чином, вихідне рівняння (4.36) трансформується. Підставляючи (4.43) та (4.46) у (4.42) остаточно отримаємо:

$$\mathbf{K}_D = \mathbf{K}_M = \mathbf{A}\mathbf{M}\mathbf{A}^T + \mathbf{B}_N\mathbf{K}_{FS/GNSS}\mathbf{B}_N^T, \quad (4.51)$$

Матриці (4.37), (4.39), (4.43) і (4.46) використовуються для обчислення остаточної матриці (4.51). Представлений попередній розрахунок точності визначення координат деформаційних марок відносно пунктів ГНСС - мережі є строгим і враховує всі параметри, що впливають на точність визначення.

4.6 Застосування ГНСС - технологій при спостереженнях за кренами висотних споруд

Завдання геодезичного моніторингу інженерних споруд є однією з найбільш поширених і відповідальних серед комплексу проблем, які вирішуються геодезичними методами. Особливе місце приділяється питанню ведення моніторингу висотних будівель (житлових і торгово-офісних комплексів), зведення яких активно ведеться практично у всіх розвинених країнах світу. У вітчизняній, так, мабуть, і зарубіжній практиці, найбільш досконально опрацьовані геодезичні методи спостережень за баштовими спорудами. До

таких споруд відносяться димарі, телевізійні вежі, радіовежі та ін. Добре відомо, що при виконанні спостережень за висотними спорудами основними характеристиками, які підлягають визначенню є осідання фундаменту, крен і згин споруди.

Говорячи ретроспективно про методи геодезичного моніторингу висотних споруд, слід зазначити, що традиційно моніторинг виконували з використанням добре відомих геодезичних методів і способів. Так, осідання і крен споруди визначали з використанням методів нівелювання (геометричного, тригонометричного, гідростатичного), крен і вигин висотної споруди визначали методами оптичного проектування і геодезичних засічок. Традиційними приладами для реалізації цих методів були: оптичні нівеліри, оптичні теодоліти, прилади вертикального проектування [77]. Для визначення відносних переміщень споруди використовували різні типи датчиків. Особливо ефективними розглянуті методи були при виконанні моніторингу баштових споруд. Очевидно, що моніторинг висотних будівель, функціональне призначення яких, матеріал виготовлення і конструктивна схема відрізняються від баштових споруд, повинен виконуватися іншими методами і з використанням інших більш сучасних підходів і нових приладів.

З появою нових геодезичних приладів і систем, в число яких входять ГНСС, постійно розширюється сфера застосування цього обладнання при вирішенні задач інженерної геодезії і в тому числі задач геодезичного моніторингу.

Протягом останніх 10-15 років реалізовано цілий ряд проектів по впровадженню нових методів вимірювань і приладів в рішення задач геодезичного моніторингу висотних будівель. І хоча до чітких методичних рекомендацій щодо застосування цих методів ще дуже далеко, проте, слід зазначити найбільш цікаві та корисні з нашої точки зору результати.

Безумовно, найбільш поширеним геодезичним приладом на сьогоднішній день є електронний тахеометр. Універсальний прилад, що дозволяє вирішувати практично всі геодезичні завдання. Серед можливих недоліків електронних тахеометрів відзначимо необхідність створення опорної геодезичної мережі для моніторингу та відносно невисоку швидкість вимірювань.

Недоліків електронних тахеометрів позбавлені системи ГНСС [18,22]. ГНСС дозволяють визначати переміщення цілодобово з високою частотою вимірювань і необхідної точністю. Одним з перших прикладів застосування ГНСС є робота [72], де викладається досвід авторів при виконанні геодезичного моніторингу висотних будівель при впливі вітрових навантажень за допомогою ГНСС - технологій. Оскільки мова йде про динамічні навантаження, то для моніторингу застосовувався режим кінематики в реальному часі. Наведено досвід моніторингу за будівлями в Чикаго та Сіднеї. Відзначається, що перший досвід застосування ГНСС для динамічного моніторингу відноситься до 1993 року, для будівлі в м Альберта (Канада) висотою 160 м, з метою дослідження також вітрових навантажень. У статті [20] детально розглянуті точність і особливості функціонування ГНСС. Далі наведені результати моніторингу висотних будівель в умовах різних навантажень: вітрової, температурної і землетрусів. Дано рекомендації щодо підвищення надійності та ефективності ГНСС - вимірювань за допомогою псевдоспутників. В роботі [91] вирішується завдання аналогічна попередній роботі. Моніторинг виконаний для будівлі висотою 234 м. Використано три приймачі для визначення горизонтальних зміщень і обертання. Результати ГНСС вимірювань порівнювалися з результатами вимірювань акселерометром і показали високу ефективність ГНСС - вимірювань. Робота [75] продовжує і підтверджує результати, отримані в роботі [91] і при цьому наводяться результати оцінювання жорсткості будівель за матеріалами ГНСС - вимірювань від впливу вітрового

навантаження. Відзначимо також, що ГНСС широко застосовується також і на стадії будівництва висотних будівель. Як приклад наведемо роботу [21] в якій з використанням ГНСС забезпечена вертикальність висотної будівлі при будівництві. Більш детальний аналіз можливостей забезпечення вертикальності висотних будівель за допомогою ГНСС наведено в [102]. Тут проаналізовані експериментальні результати порівняння оптичного вертикального проектування і ГНСС - вимірювань в режимі реального часу при будівництві веж - близнюків Європейського центрального банку р Франкфурт. Всі наведені роботи доводять високу ефективність ГНСС технологій у вирішенні завдань, пов'язаних з висотним будівництвом. Однак слід зазначити, що необхідність установки антен ГНСС безпосередньо над точкою вимірювань, обмежує їх застосування і таким чином використання ГНСС є найбільш ефективним в якості джерела опорних даних і контрольних вимірів.

Наведений аналіз свідчить про широкі перспективи застосування ГНСС технологій і методів в задачах моніторингу висотних споруд. Очевидно, що даний напрямок є досить актуальним і вимагає всебічного аналізу та подальших детальних досліджень.

Метою дослідження є аналіз можливостей і ефективності ГНСС технологій при вирішенні завдання моніторингу висотних будівель на прикладі результатів геодезичного моніторингу за просторовими переміщеннями висотного торгово-офісного центру в м. Києві.

Висотне будівництво в м. Києві інтенсивно розвивається протягом останніх десяти років. За цей час було зведено ряд висотних житлових комплексів (висотою до 130 м), а також ряд будівель офісного призначення. Відомо, що м. Київ знаходиться в досить складних геологічних умовах, і тому для всіх будівель заввишки понад 100 м проектом обов'язково передбачається виконання геодезичного моніторингу за просторовими переміщеннями будівлі протягом перших двох років після введення в експлуатацію. У нашому випадку об'єктом дослідження став торгово-офісний центр «Гулівер» (рис. 4.10), розташований в центральній частині міста і має висоту 161 м. Будівля в плані має форму витягнутого еліпса, з орієнтацією великої осі в напрямку Північно-Захід - Південно Схід.



Рис. 4.10 Торгово - офісний центр «Гулівер», м. Київ

Постановка завдання геодезичного моніторингу починається з встановлення необхідної точності вимірювань. У разі висотних будівель таке завдання є досить складною

задачею, оскільки чинна нормативна документація відносить висотні будівлі до категорії висотного будівництва і відповідно всі величини не нормуються, а визначаються розрахунковим шляхом. Для призначення точності геодезичного моніторингу можна виходити з вимог забезпечення допустимого відхилення від вертикалі при будівництві будівлі. Однак і для такої величини існує кілька варіантів розрахунку [77]. Були обрані найбільш відомі, такі моделі розрахунку:

$$\delta_1 = 4,55\sqrt[3]{H^2}; \delta_2 = 0,5H; \delta_3 = 0,167H; \delta_4 = 2,82\sqrt{H}, \quad (4.52)$$

де H - висота будівлі в метрах.

Для наочності виконані розрахунки представлено у графічному вигляді на рис.4.10.

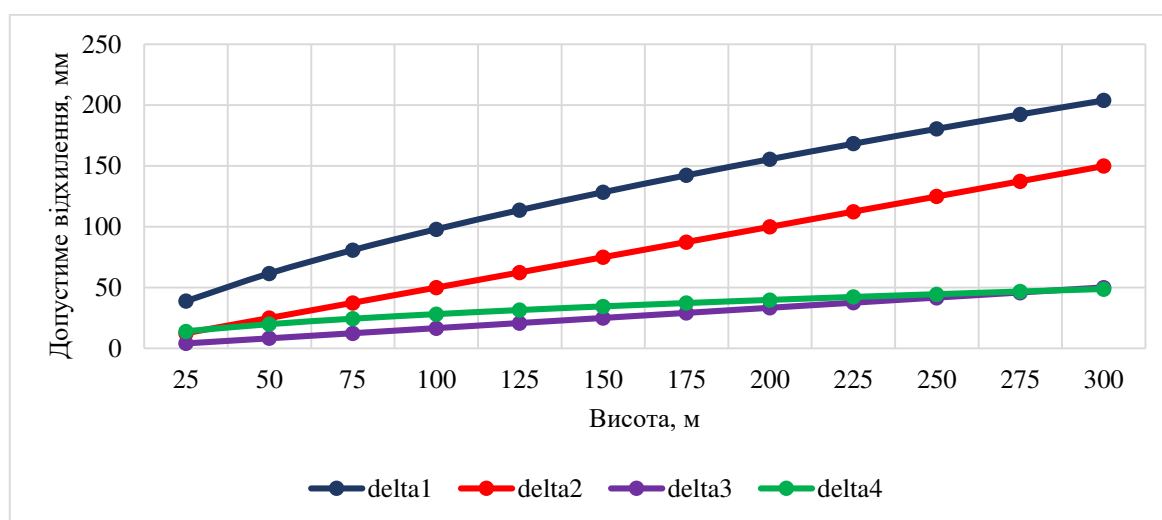


Рис. 4.11 Графіки допустимих відхилень від вертикалі для різних моделей розрахунку

Ми скористалися наближеним критерієм визначення точності геодезичного моніторингу:

$$m = 0,2\delta.$$

Іншими словами, похибка моніторингу повинна бути не більше однієї п'ятої від величини допустимого переміщення. Якщо ми повернемося до рис. 4.10, то очевидно, що найменші допустимі переміщення на висоті 160 м, допускає модель три (30 мм), отже, похибка моніторингу не повинна перевищувати 6 мм.

Відповідно до проекту моніторинг будівлі виконувався раз на півроку. Для виконання геодезичного моніторингу за просторовими переміщеннями будівлі було прийнято рішення використовувати технології ГНСС, які забезпечують необхідну точність визначення координат в плані. Проектом було передбачено установку двох пунктів примусового центрування на даху будівлі. На цих пунктах на період спостережень стаціонарно встановлювалися ГНСС - антени. Спостереження виконувалися безперервно протягом доби. Як вихідну систему координат використовували Міську систему координат м. Києва, пункти якої визначені в Національній референційній системі координат УСК-2000, орієнтація і масштаб якої відповідають системі координат ITRF2000 на епоху 2005.0.

Всього було виконано п'ять циклів спостережень. Тут ми представимо і проаналізуємо результати перших трьох циклів. Всі спостереження можна розділити на зимові та літні. Літні

спостереження проводилися в липні, а зимові в грудні. Як остаточні координати приймали середнє значення координат за добу. Перший зимовий цикл був прийнятий в якості вихідного і всі інші спостереження порівнювалися з ним. Переміщення в літній і зимовий періоди щодо початкового циклу визначалися як різниця середніх значень координат. Для оцінки точності виконаних вимірювань за результатами відхилень від середнього значення були отримані середні квадратичні похибки визначення збільшень координат базових ліній. З цією метою були обчислені відхилення від середніх значень за формулами:

$$\begin{aligned} \Delta X_i^{\text{літо}} &= X_i^{\text{літо}} - X_{\text{ср}}^{\text{літо}}; & \Delta Y_i^{\text{літо}} &= Y_i^{\text{літо}} - Y_{\text{ср}}^{\text{літо}}. \\ \Delta X_i^{\text{зима}} &= X_i^{\text{зима}} - X_{\text{ср}}^{\text{зима}}; & \Delta Y_i^{\text{зима}} &= Y_i^{\text{зима}} - Y_{\text{ср}}^{\text{зима}}. \end{aligned} \quad (4.53)$$

Отримано наступні оцінки похибок визначення координат: в літній період $m_{X^{\text{літо}}} = 0,0052$ м, $m_{Y^{\text{літо}}} = 0,0049$ м та в зимовий період $m_{X^{\text{зима}}} = 0,0043$ м, $m_{Y^{\text{зима}}} = 0,0059$ м, які відповідають точності ГНСС обладнання.

Оскільки точність визначення координат відповідає також необхідній точності визначення переміщення (6 мм), то були визначені компоненти крену будівлі. Результати визначення крену представлені в табл. 4.6.

Таблиця 4.6. Результати визначення крену в літній і зимовий періоди

Період	ΔX , м	ΔY , м	Крен, м
Літо	0.0605	-0.0059	0,0608
Зима	0.0577	-0.0164	0,0600
Літо-Зима	0.0028	0.0105	0,008

Загальна величина крену споруди становить 60 мм. Важливо відзначити, що величина зафіксованого крену практично не змінилася за рік, що свідчить про стабілізацію деформаційного процесу. Аналіз компонентів крену показує, що в напрямку перпендикулярному довгій стороні будівлі переміщення в літній і зимовий періоди відрізняються в середньому на 10 мм.

Для більшої наочності представимо результати відхилень по координатним осях за добу з годинним інтервалом в графічному вигляді на рис. 4.12 і рис. 4.13.

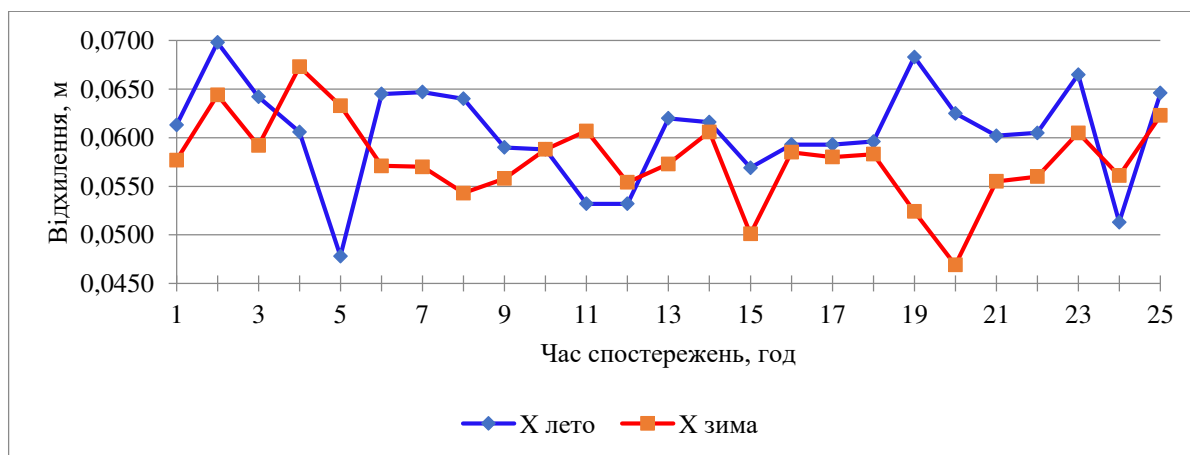


Рис. 4.12. Добові переміщення ГНСС - антени у зимовий і літній періоди в напрямку осі X

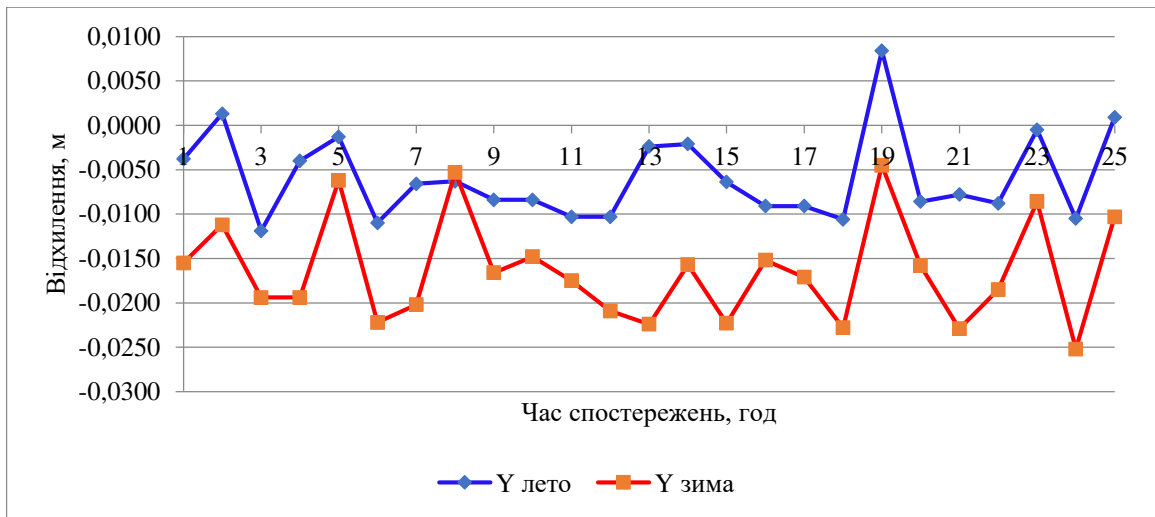


Рис. 4.13. Добові переміщення ГНСС - антени у зимовий і літній періоди в напрямку осі Y

Якщо в напрямку осі X переміщення в літній і зимовий періоди носять випадковий характер, то в напрямку осі Y переміщення мають чітко виражені систематичні відхилення. Отримані результати наводять на думку про вплив зовнішніх факторів на будівлю. Оскільки в розглянутих випадках вітрове навантаження було неістотним, було зроблено припущення про вплив температури на геометрію будівлі [20,63], а зафіксовані варіації крену викликані одностороннім нагріванням однієї зі сторін будинку. Для визначення вигину недостатньо виконати вимірювання тільки у верхній точці будівлі. Достовірна фіксація вигину можлива мінімум по п'яти точках, які рівномірно розташовані по висоті будівлі. Тому у випадку ГНСС - моніторингу варто виконувати комбіновані спостереження з іншими наземними методами спостережень для отримання повної картини деформаційного процесу. Проте ця умова не відмінняє того факту, що ГНСС вкрай вдало і з необхідною точністю дозволяє вирішувати завдання моніторингу висотних споруд.

РОЗДІЛ 5. МЕТОДИ ТА МОДЕЛІ ОБРОБЛЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ГНСС - СПОСТЕРЕЖЕНЬ В ЗАДАЧАХ ГЕОДЕЗИЧНОГО МОНІТОРИНГУ

5.1 Математичне моделювання інтегрованої супутникових та інклінометричних спостережень

Для вирішення динамічної моделі руху споруди з врахуванням інформації про динаміку руху запропоновано методику основу на застосуванні фільтрації за Калманом.

Апробація запропонованої математичної моделі виконано шляхом моделювання переміщень з амплітудою відхилення від осі споруди до 40 - 50 см протягом 24 годин. Моделювання роботи фільтру Калмана виконано в програмному середовищі Mat Lab [107].

Таблиця. 5.1. Вихідні координати положення точки на монтажному горизонті

Час, год	X	Y	Час, год	X	Y
1	100,500	200,500	13	100,753	200,737
2	100,536	200,536	14	100,762	200,731
3	100,540	200,559	15	100,779	200,726
4	100,559	200,583	16	100,806	200,727
5	100,582	200,607	17	100,841	200,737
6	100,609	200,638	18	100,881	200,756
7	100,642	200,669	19	100,922	200,783
8	100,676	200,696	20	100,959	200,812
9	100,705	200,715	21	100,989	200,844
10	100,726	200,724	22	101,013	200,881
11	100,741	200,732	23	101,030	200,921
12	100,748	200,738	24	101,039	200,968

Результати обробки наведено на наступних графіках:

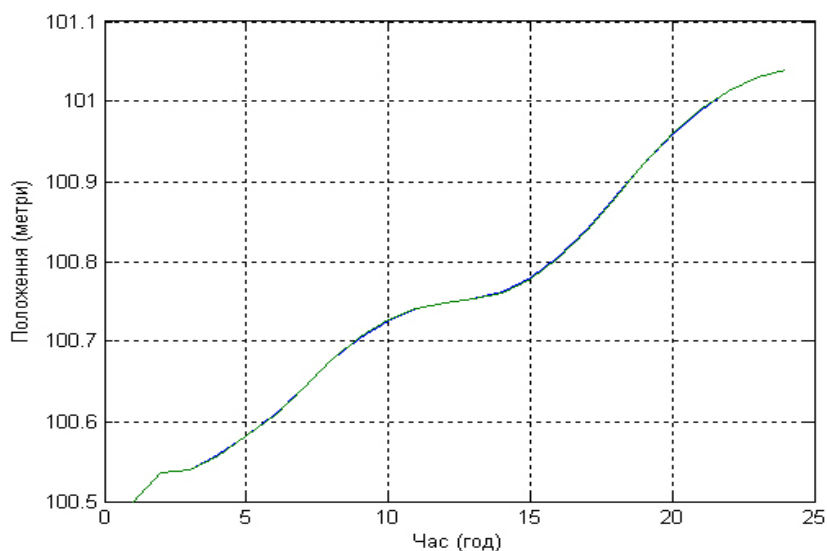


Рис. 5.1. Графік виміряного і оціненого значень відхилень по осі X.

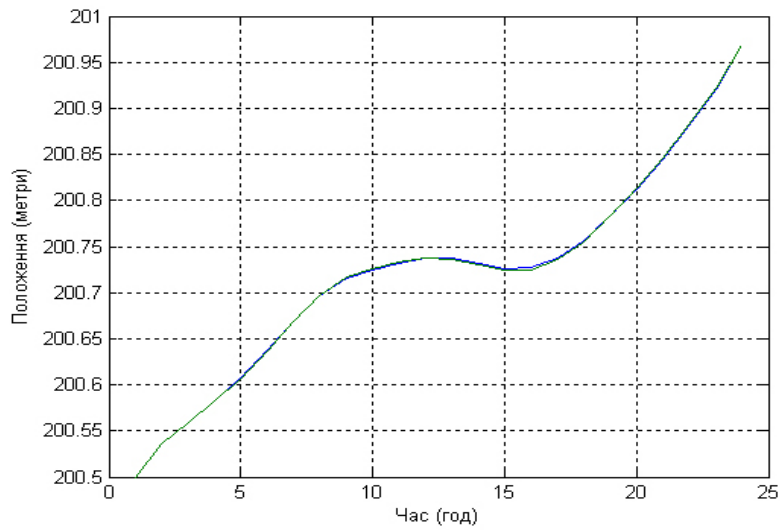


Рис. 5.2. Графік виміряного і оціненого значень відхилень по осі Y.

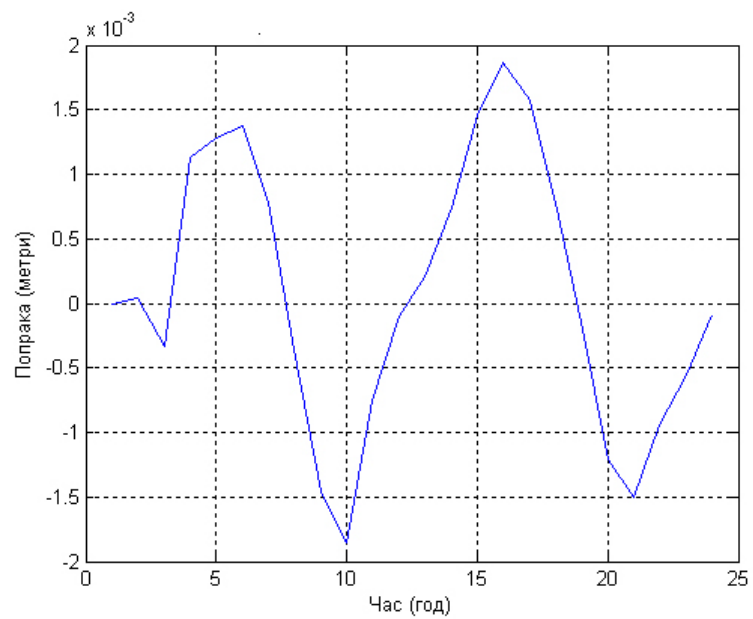


Рис. 5.3. Графік значень поправок по осі X.

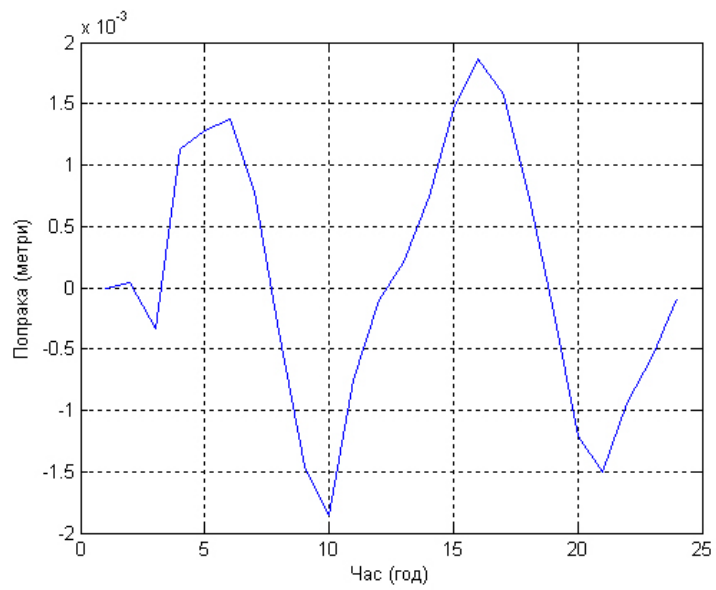


Рис. 5.4. Графік значень поправок по осі Y.

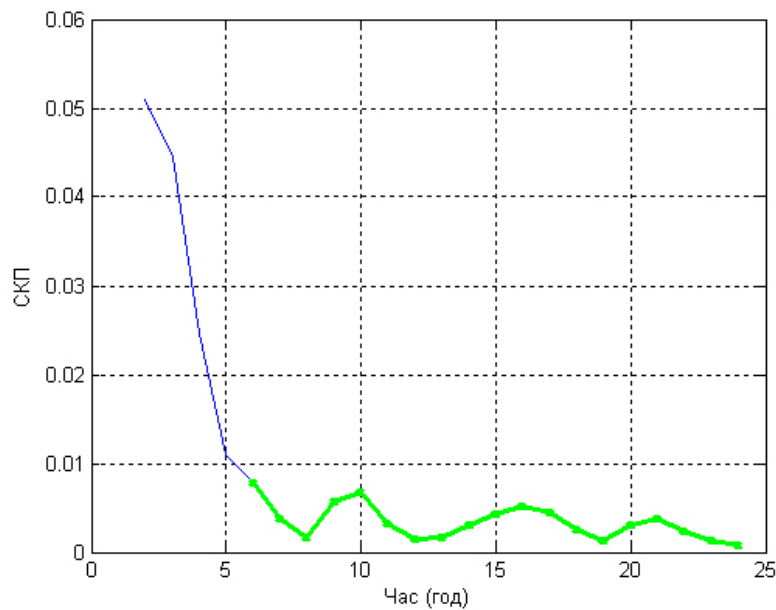


Рис. 5.5. Графік СКП визначення положення споруди.

Таблиця 5.2

Час, год	СКП, мм	Час, год	СКП, мм	Час, год	СКП, мм
1		9	5,6	17	4,5
2	50,9	10	6,8	18	2,5
3	44,4	11	3,2	19	1,3
4	24,7	12	1,5	20	3,1
5	10,9	13	1,6	21	3,8
6	7,8	14	3,1	22	2,3
7	3,8	15	4,4	23	1,3
8	1,6	16	5,3	24	0,8

Наведені результати моделювання свідчать про те, що за допомогою використання фільтра Калмана існує можливість оцінити вплив зовнішніх факторів, які впливають на точність передачі координат з використанням супутникових методів визначення місцеположення.

Виконавши аналіз результатів моделювання можна зробити висновок що математична модель визначення переміщення висотної споруди на основі фільтрації за Калманом може бути успішно використана в задачах моніторингу та прогнозування стану висотних споруд.

5.2. Практичні дослідження методу фільтрації за Калманом для оброблення ГНСС-спостережень

Історично термін фільтрації прийшов в геодезію з електроніки, де ним позначають отримання необхідної інформації із сигналу, який спотворений певним типом небажаного шуму. На сьогоднішній день термін фільтрація отримав значно ширше значення, ним позначають оптимальне оцінювання шуканих параметрів шляхом фільтрування даних спостережень від різних похибок (шумів). На перший погляд задача фільтрації подібна до

задачі вирівнювання, проте між ними існують суттєві відмінності. Перша полягає в тому, що шукані параметри в задачі фільтрації є також випадковими величинами, як і похибки вимірювань. Друга відмінність полягає у тому, що фільтрація пов'язана з неперервними, залежними від часу функціями, що пов'язані з роботою динамічних систем.

Оптимальне прогнозування та фільтрація мають широке застосування в телекомунікаційних системах, контрольних та управляючих системах, навігації в режимі реального часу та іншими задачами. Сучасні геодезичні технології часто також відносяться до класу неперервних вимірювальних засобів, прикладом таких технологій є супутникові глобальні навігаційні системи, інерціальні навігаційні системи, геодезичні автоматизовані системи деформаційного моніторингу та ін. Використання цих систем вимагає для оброблення спостережень використовувати більш вдосконалений метод оброблення в основі якого, як і раніше повинен знаходитись принцип методу найменших квадратів.

Сучасний рівень точності та якості геодезичних спостережень дозволяє відслідковувати дуже незначні зміни в положенні та орієнтації різних об'єктів від локальних мікроскопічних за розмірами, до глобальних в загальноземному масштабі, таких, як наприклад земні континенти. Фактично досягнута на сьогоднішній день точність геодезичних вимірювань дозволила встановити наявність безперервних переміщень будь-яких об'єктів у природі, що призвело до широкого впровадження концепції переходу від статичної геодезії до кінематичної геодезії. В такому випадку актуальним є широке впровадження методів оброблення результатів кінематичних спостережень, одним з яких є метод фільтрації за Калманом. Очевидною є пряма аналогія між спостереженнями за динамічними системами та спостереженнями за інженерними спорудами які знаходяться під впливом деформаційного процесу. З іншого боку існує аналогія між шумів вимірювань або сигналу та похибками геодезичних вимірювань, в переважній більшості випадків вони навіть підкорюються одному закону розподілу (нормальному закону). Все це відкриває широкі перспективи до застосування фільтру Калмана в інженерно-геодезичній практиці.

Головне завдання – це на основі аналогії між обробленням результатів динамічних спостережень за рухомими об'єктами та обробленням результатів геодезичних спостережень за переміщеннями та осіданнями інженерних споруд, дослідити можливість використання фільтрації за Калманом для оброблення геодезичних спостережень при оцінюванні кінематичних параметрів осідального процесу.

Поняття фільтру Калмана безпосередньо пов'язане з поняттям динамічної системи, отже дамо основні поняття та визначення, що використовуються для опису динамічних систем. Динамічна система описується своєю моделлю, яка в свою чергу може бути описана набором параметрів. Для прикладу при кінематичному зніманні з використанням ГНСС-приймача, його положення може бути описане через координати (X,Y,Z) та їх похідні в часі. Вектор, що містить ці параметри називають вектором стану динамічної системи. Характеристики лінійної системи можуть бути описані наступним рівнянням [72]:

$$\dot{\mathbf{X}}(t) = \Phi(t) \mathbf{X}(t) + \mathbf{H}(t) \mathbf{v}(t), \quad (5.1)$$

$\begin{matrix} mx1 & & mxm & mx1 & & mxq & qx1 \end{matrix}$

де, $\mathbf{X}(t)$ - вектор стану динамічної системи; $\dot{\mathbf{X}}(t)$ - похідна від вектору стану; $\Phi(t)$ - матриця переходу динамічної системи $\mathbf{H}(t)$ - матриця переходу для вектору шуму системи; $\mathbf{v}(t)$ - вектор шуму системи.

Шум системи $\mathbf{v}(t)$ характеризується наступним математичним сподіванням та кореляційною матрицею (загалом залежними від часу):

$$M(\mathbf{v}(t)) = 0; M(\mathbf{v}(t_1)\mathbf{v}(t_2)^T) = \mathbf{D}(t) \cdot \delta(t_2 - t_1), \quad (5.2)$$

qxq

де $\delta(t)$ функція Дірака, що визначається, як $\delta(\tau) = 0$ для $\tau \neq 0$, $\int_{-\infty}^{+\infty} \delta(\tau) d\tau = 1$.

Оцінку вектору стану отримують із спостережень, що пов'язані з цим вектором стану наступним рівнянням [73]:

$$\mathbf{I}(t) = \mathbf{A}(t) \mathbf{X}(t) + \boldsymbol{\varepsilon}(t), \quad (5.3)$$

$nx1 \quad n \times m \quad mx1 \quad nx1$

де $\mathbf{I}(t)$ - вектор спостережень (загалом залежний від часу); $\mathbf{A}(t)$ - матриця коефіцієнтів рівнянь поправок; $\boldsymbol{\varepsilon}(t)$ - вектор похибок спостережень.

Вектор похибок спостережень $\boldsymbol{\varepsilon}(t)$ має наступні характеристики:

$$M(\boldsymbol{\varepsilon}(t)) = 0; M(\boldsymbol{\varepsilon}(t_1)\boldsymbol{\varepsilon}(t_2)^T) = \mathbf{C}(t) \cdot \delta(t_2 - t_1), \quad (5.4)$$

$n \times n$

Шум системи $\mathbf{v}(t)$ та похибки спостережень $\boldsymbol{\varepsilon}(t)$ приймаються некорельованими між собою:

$$M(\mathbf{v}(t_1)\boldsymbol{\varepsilon}(t_2)^T) = \mathbf{0}, \quad (5.5)$$

qxn

Рівняння (5.1) має назву рівняння стану, а рівняння (5.3) має назву рівняння спостережень. Ці два рівняння разом статистичними моделями (5.2), (5.4) та (6.5) утворюють математичну модель неперервної лінійної динамічної системи. Проблема оцінювання вектору $\mathbf{X}(t)$ з вектору $\mathbf{I}(t)$ використовуючи неперервну модель стану можна вирішити аналітично, однак задачі, що виникають в геодезії можуть бути зведені до дискретних моделей.

В такому випадку рівняння стану та рівняння спостережень дискретної лінійної динамічної системи можуть бути записані, як [91]:

$$\mathbf{X}_k = \Phi_{k,k-1} \mathbf{X}_{k-1} + \mathbf{H}_k \mathbf{v}_k \quad (k = 1, 2, 3, \dots), \quad (5.6)$$

$mx1 \quad mxm \quad mx1 \quad mxq \quad qx1$

$$\mathbf{I}_k = \mathbf{A}_k \mathbf{X}_k + \boldsymbol{\varepsilon}_k \quad (k = 1, 2, 3, \dots). \quad (5.7)$$

$nx1 \quad n \times m \quad mx1 \quad nx1$

Позначення прийняті у виразах (5.6), (5.7) відповідають позначенням (5.1) та (6.3) з тією різницею, що всі величини є дискретними і залежать від індексу k . Вектори \mathbf{v}_k і $\boldsymbol{\varepsilon}_k$ називають білим шумом з наступними статистичними характеристиками:

$$\begin{aligned}
M(\mathbf{v}_k) &= 0; M(\mathbf{v}_k \mathbf{v}_j^T) = \mathbf{D}_k \cdot \delta_{kj}; \\
&\quad \text{qxq} \\
M(\boldsymbol{\varepsilon}_k) &= 0; M(\boldsymbol{\varepsilon}_k \boldsymbol{\varepsilon}_j^T) = \mathbf{C}_k \cdot \delta_{kj}; \\
&\quad \text{nxn} \\
M(\mathbf{v}_k \boldsymbol{\varepsilon}_j^T) &= 0; \delta_{kj} = \begin{cases} 1, & k = j \\ 0, & k \neq j. \end{cases}
\end{aligned} \tag{5.8}$$

Тепер розглянемо загальний випадок для довільного k . Рівняння стану та рівняння спостережень мають наступний вигляд [91]:

$$\mathbf{X}_k = \Phi_{k,k-1} \mathbf{X}_{k-1} + \mathbf{H}_k \mathbf{v}_k, \tag{5.9}$$

$$\mathbf{l}_k = \mathbf{A}_k \mathbf{X}_k + \boldsymbol{\varepsilon}_k, \tag{5.10}$$

де \mathbf{l}_k або $(\boldsymbol{\varepsilon}_k)$ має кореляційну матрицю \mathbf{K}_k і вагову матрицю $\mathbf{K}_k = \mu_0^2 \mathbf{P}_k^T$.

Використовуючи оптимальну оцінку $\hat{\mathbf{X}}_{k-1}$, що отримана на $k-1$ першому кроці фільтрації, отримуємо прогнозоване значення параметрів \mathbf{X}_k з рівняння вектору станів:

$$\hat{\mathbf{X}}_{k,k-1} = \Phi_{k,k-1} \hat{\mathbf{X}}_{k-1,k-1}, \tag{5.11}$$

з кореляційною матрицею похибки прогнозування:

$$\mathbf{K}_{k,k-1} = \Phi_{k,k-1} \mathbf{K}_{k-1,k-1} \Phi_{k,k-1}^T + \mathbf{H}_k \mathbf{D}_k \mathbf{H}_k^T = \mu_0^2 (\mathbf{P}_{k,k-1}^X)^{-1}. \tag{5.12}$$

Використовуючи вектор нових спостережень \mathbf{l}_k і псевдоспостереження $\hat{\mathbf{X}}_{k,k-1}$ з кореляційною матрицею $\mathbf{K}_{k,k-1}$, оптимальну оцінку \mathbf{X}_k , яку записують як $\hat{\mathbf{X}}_{k,k}$ отримують виходячи з принципу методу найменших квадратів [73].

$$\hat{\mathbf{X}}_{k,k} = \hat{\mathbf{X}}_{k,k-1} + \mathbf{G}_k (\mathbf{l}_k - \mathbf{A}_k \hat{\mathbf{X}}_{k,k-1}), \tag{5.13}$$

де $\mathbf{G}_k = (\mathbf{A}_k^T \mathbf{P}_k \mathbf{A}_k + \mathbf{P}_{k,k-1}^X)^{-1} \mathbf{A}_k^T \mathbf{P}_k$ - матриця підсилення Калмана.

Кореляційна матриця $\hat{\mathbf{X}}_{k,k}$ позначається, як $\mathbf{K}_{k,k}$ [72]:

$$\begin{aligned}
\mathbf{K}_{k,k} &= (\mathbf{A}_k^T \mathbf{K}_{k,k-1}^{-1} \mathbf{A}_k + (\mathbf{K}_{k,k-1})^{-1})^{-1} = \mu_0^2 (\mathbf{A}_k^T \mathbf{P}_k \mathbf{A}_k + \mathbf{P}_{k,k-1}^X)^{-1} = \\
&= \mu_0^2 (\mathbf{P}_{k,k}^X)^{-1}
\end{aligned} \tag{5.14}$$

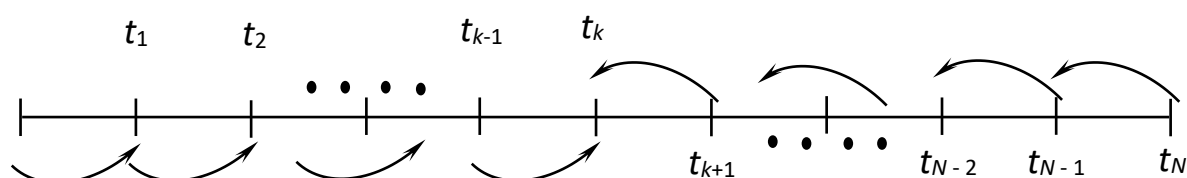
Однією з найбільших переваг фільтру Калмана є те, що на кожному кроці оброблення немає необхідності зберігати обробляти весь ряд спостережень $\mathbf{l}_1, \mathbf{l}_2, \mathbf{l}_3, \dots, \mathbf{l}_k$. Насправді необхідно зберігати та обробляти тільки одну групу спостережень на кожному кроці, тоді як вся інша інформація міститься в оцінці вектору стану та кореляційній матриці, що отримані

на попередньому кроці фільтрації. Така процедура є особливо ефективною для динамічних систем, де індекс k відповідає номеру епохи спостережень в режимі реального часу.

Відмітимо одну суттєву особливість фільтру Калмана. Якщо ми маємо справу з вимірюваннями, що вже відбулися існує можливість запустити фільтр Калмана у зворотному напрямку. Таким чином ми отримуємо дві оцінки шуканих параметрів – фільтрація вперед і фільтрація назад. В такому випадку постає завдання утворення оптимальної оцінки за двома результатами фільтрації. Оцінювання поточного та майбутнього значень невідомих параметрів динамічної системи, що базується на поточних даних та минулих даних має назву фільтрації та прогнозування відповідно та вирішується через фільтр Калмана. Оцінка невідомих параметрів минулого за даними зібраними за певний проміжок часу має назву згладжування. Згладжування є додатковою процедурою яка часто застосовується в навігаційній практиці, проте не знайшла свого застосування в геодезії. Хоча тут теж має місце певна аналогія – згладжена оцінка фільтру Калмана відповідає визначенню середньозваженого значення невідомої величини за нерівноточними вимірюваннями.

Алгоритми згладжування зазвичай утворюються 3-ма можливими способами – з фіксованим інтервалом (fixed-interval), згладжуючий фільтр із постійним запізненням (fixed-lag smoother), згладжуючий фільтр з фіксованою точкою (fixed-point smoother) [76]. У геодезичній практиці найбільш ефективними слід вважати згладжуючі фільтри типу f-i та f-l. У фільтрі f-i початковий та кінцевий час фіксовані (t_0 та t_N) і оцінку знаходять на епоху t_k , де $t_k \in [t_0, t_N]$. Цей тип згладжування використовується, коли згладжена оцінка необхідна для всіх точок спостережень. У фільтрі типу f-l згладжена оцінка на епоху t_k отримується з використанням даних доступних у інтервалі між t_k і t_{k+m} , де m – фіксована кількість епох спостережень (f-l) та $t_k < t_{k+m} \leq t_N$. Цей фільтр використовується тоді, коли оцінки необхідні в реальному часі.

Фільтрація вперед



Фільтрація назад

Рис. 5.6. Процес утворення прямого і зворотного фільтрів та згладженої оцінки

Існує достатньо велика кількість різних модифікацій утворення згладженої оцінки. Тут розглянемо найпростіший варіант згладжування, що базується на утворенні лінійної комбінації з двох окремих оцінок зі згладжуванням на фіксованому інтервалі. Оптимальне лінійне згладжування є процесом камеральної обробки, що використовує всі спостереження для забезпечення оцінки невідомих параметрів на певному інтервалі спостережень. Згладжена оцінка станів на момент часу t використовує вимірювання зроблені до та після моменту t . Алгоритм згладжування базується на використанні зворотної фільтрації за Калманом. Разом обидва фільтри включають всі вимірювання. Отримані таким чином дві оцінки некорельовані оскільки шуми системи та спостережень прийняті білими, а спільні дані не використовуються.

Різниця між прямою та зворотною фільтрацією полягає в прогнозуванні стану \mathbf{X}_k^b та кореляційної матриці \mathbf{K}_k^b на сусідню епоху. Для дискретного зворотного фільтру рівняння прогнозування даються наприклад в такому вигляді:

$$\mathbf{X}_{k+1}^b = \Phi_k^{-1} \hat{\mathbf{X}}_k^b, \quad (5.15)$$

$$\mathbf{K}_{k+1}^b = \Phi_k^{-1} \left[\mathbf{K}_k^b + \mathbf{H}_k \mathbf{D}_k \mathbf{H}_k^T \right] \left(\Phi_k^{-1} \right)^T, \quad (5.16)$$

де тут і надалі верхніми індексами позначено f - фільтрація вперед, b - фільтрація назад, S - згладжена оцінка.

В подальшому процедура обчислення не відрізняється від прямого фільтру Калмана.

Головним тепер є обрати спосіб в який комбінувати прямий та зворотній розрахунки. В роботі [76] дане просте та ефективне рішення на основі добре відомої комбінації двох незалежних оцінок:

$$\hat{\mathbf{X}}_k^s = \mathbf{A} \hat{\mathbf{X}}_k^f + \mathbf{B} \hat{\mathbf{X}}_k^b, \quad (5.17)$$

де \mathbf{A} , \mathbf{B} – вагові матриці.

За таких умов вектор стану та його кореляційна матриця будуть мати наступний вигляд:

$$\Delta \hat{\mathbf{X}}_k^s = (\mathbf{A} + \mathbf{B} - \mathbf{I}) \mathbf{X}_k + \mathbf{A} \Delta \hat{\mathbf{X}}_k^f + \mathbf{B} \Delta \hat{\mathbf{X}}_k^b, \quad (5.18)$$

$$\mathbf{K}_k^s = \mathbf{A} \mathbf{K}_k^f \mathbf{A}^T + \mathbf{B} \mathbf{K}_k^b \mathbf{B}^T.$$

Для утворення незміщеної оцінки перший член у рівнянні (5.18) повинен задовольняти наступній умові:

$$(\mathbf{A} + \mathbf{B} - \mathbf{I}) = 0, \quad (5.19)$$

тоді вагові матриці будуть мати наступний вигляд

$$\mathbf{A} = \mathbf{K}_k^b \left(\mathbf{K}_k^f + \mathbf{K}_k^b \right)^{-1}; \quad \mathbf{B} = \mathbf{A} - \mathbf{I} = \mathbf{K}_k^f \left(\mathbf{K}_k^f + \mathbf{K}_k^b \right)^{-1}, \quad (5.20)$$

а кореляційна матриця буде

$$\left(\mathbf{K}_k^s \right)^{-1} = \left(\mathbf{K}_k^f \right)^{-1} + \left(\mathbf{K}_k^b \right)^{-1}. \quad (5.21)$$

Ми робимо припущення, що прямий фільтр зупинено в точці оцінки k і кінцевим результатом є апостеріорна оцінка вектора стану $\hat{\mathbf{X}}_k^f$ та кореляційна матриця \mathbf{K}_k^f . Зворотній фільтр зупинено в точці $k+1$ в якій виконується прогнозування апіорної оцінки вектора стану $\hat{\mathbf{X}}_k^b$ та кореляційної матриці \mathbf{K}_k^b в точку k . Такий прогноз не включає спостереження в точці k . Таким чином обидві оцінки є некорельованими оскільки не мають спільних спостережень і можуть бути використані для побудови згладженої оцінки.

Можна зробити очевидні висновки, що згладжена оцінка вектору стану завжди має меншу дисперсію ніж фільтровані оцінки, а сама оцінка не може бути гіршою (в статистичному сенсі) ніж оцінка прямої фільтрації.

Розглянемо описані вище моделі фільтрації та згладжування на прикладі оброблення результатів вимірювань вертикальних переміщень деформаційної марки, що розташована в тілі гідротехнічної споруди. Прийmemo, що деформаційна марка рухається по вертикалі з певною швидкістю. Визначення відмітки марки виконувалось ГНСС-спостереженнями, у статичному режимі, щомісячно. Виконаємо оброблення ряду переміщень, що містить 32 цикли. Результати вимірювань осідань Δh представлено у табл. 5.2.

Таблиця 5.3. Переміщення марки

№ п/п	Δh , мм	№ п/п	Δh , мм	№ п/п	Δh , мм	№ п/п	Δh , мм
1	0	9	-18,6	17	-35,2	25	-33,4
2	-7,2	10	-21,2	18	-36,8	26	-45,8
3	-7,8	11	-21,6	19	-33,6	27	-49,0
4	-7,8	12	-21,8	20	-39,2	28	-52,8
5	-11,0	13	-24,6	21	-39,8	29	-51,8
6	-11,2	14	-26,8	22	-40,8	30	-55,6
7	-13,8	15	-29,2	23	-46,2	31	-53,0
8	-15,4	16	-31,6	24	-38,2	32	-57,8

Для визначення матриці переходу від нульового до першого циклу спостережень $\Phi_{1,0}$ необхідно прийняти модель переміщення марки. В нашому випадку запропонуємо наступну модель:

$$\Delta h_k = \Delta h_{k-1} + v_{\Delta h} \delta t + a_{\Delta h} \frac{\delta t^2}{2}. \quad (5.22)$$

Тоді матриця переходу матиме вигляд:

$$\Phi_{1,0} = \begin{pmatrix} 1 & \delta t & \frac{\delta t^2}{2} \\ 0 & 1 & \delta t \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}. \quad (5.23)$$

Оскільки спостереження виконуються щомісячно, то інтервал дорівнює $\delta t = 1$.

В нульовому циклі було визначено початкове переміщення точки, її швидкість переміщення та прискорення, які утворюють вихідний вектор станів:

$$\hat{\mathbf{X}}_{0,0} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}. \quad (5.24)$$

Вагову матрицю $\mathbf{P}_{0,0}^X$ для першого кроку фільтрації можна прийняти одиничною, а матриця \mathbf{A}_1 для вимірюного переміщення буде:

$$\mathbf{A}_1 = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \end{pmatrix}. \quad (5.25)$$

Для завершення опису системи нам необхідно визначити кореляційну матрицю \mathbf{K}_1 . Найпростіше прийняти її діагональною з елементами, що відповідають середнім квадратичним похибкам визначення переміщення, які можна отримати за результатами вирівнювання в кожному циклі. В нашому випадку точність визначення переміщення складає: $m_{\Delta h} = 7$ мм, тоді:

$$\mathbf{K}_1 = \begin{pmatrix} m_{\Delta h}^2 \end{pmatrix}. \quad (5.26)$$

Похибку визначення швидкості можна прийняти: $m_{V_{\Delta h}} = 10$ мм/місяць.

Після визначення всіх вихідних даних виконуємо фільтрацію вперед, результати якої наведено в таблиці. 5.4.

Таблиця 5.4. Оцінки складових вектору стану при фільтрації вперед

Крок	Δh , мм	$v_{\Delta h}$, мм/місяць	$a_{\Delta h}$, мм/місяць ²	Крок	Δh , мм	$v_{\Delta h}$, мм/місяць	$a_{\Delta h}$, мм/місяць ²
1	0	0	0	17	-35,2	-4,2	-1,3
2	-7,0	-10,1	-7,6	18	-36,9	-0,9	2,1
3	-7,9	1,5	6,7	19	-33,7	5,7	5,4
4	-7,7	1,4	1,6	20	-38,9	-9,0	-9,4
5	-10,9	-4,9	-4,2	21	-40,1	0,0	4,1
6	-11,4	0,5	2,9	22	-40,7	0,1	1,2
7	-13,7	-2,9	-1,8	23	-46,0	-7,6	-5,4
8	-15,4	-1,6	0,5	24	-38,6	13,1	13,9
9	-18,6	-3,7	-1,4	25	-33,0	5,6	-1,9
10	-21,2	-2,6	0,4	26	-45,4	-21,3	-20,4
11	-21,6	0,7	2,6	27	-49,6	-1,5	9,3
12	-21,8	0,2	0,2	28	-52,6	-1,3	2,6
13	-24,5	-4,1	-3,1	29	-51,8	2,5	3,5
14	-26,9	-2,3	0,5	30	-55,4	-5,6	-5,0
15	-29,2	-2,2	0,2	31	-53,2	4,5	6,1
16	-31,6	-2,4	-0,1	32	-57,5	-6,8	-6,8

Виконані розрахунки дуже зручно представити в графічному вигляді. До речі всі обчислення виконані з використанням мови програмування Matlab [74].

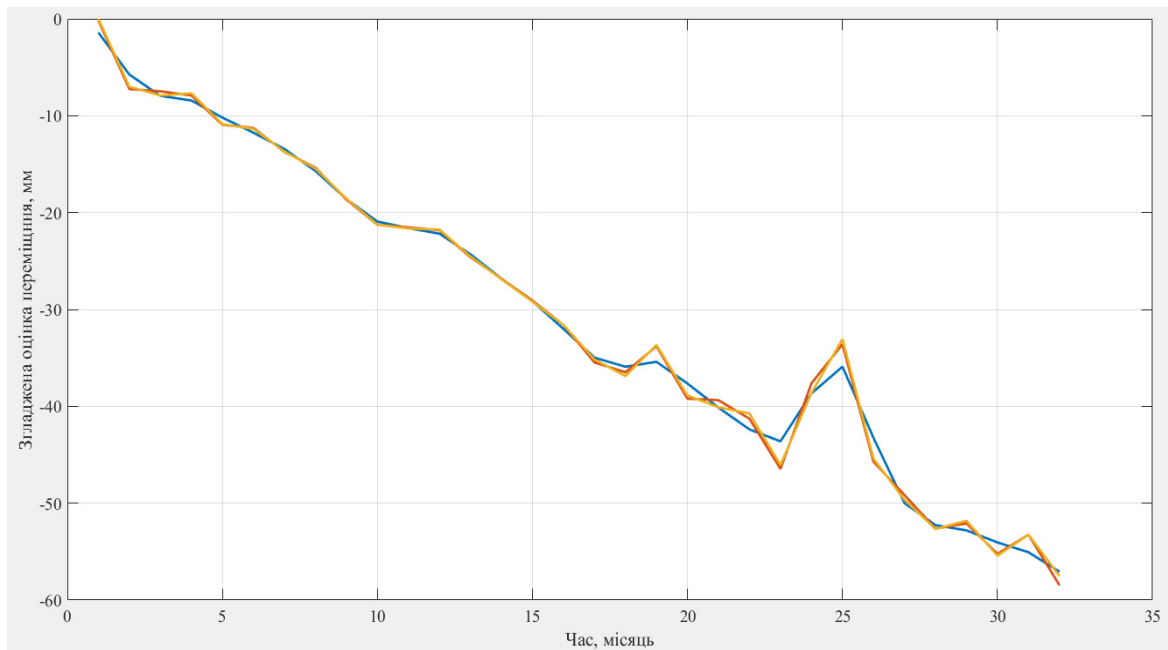


Рис. 5.7. Виміряне осідання та фільтроване вперед значення осідання

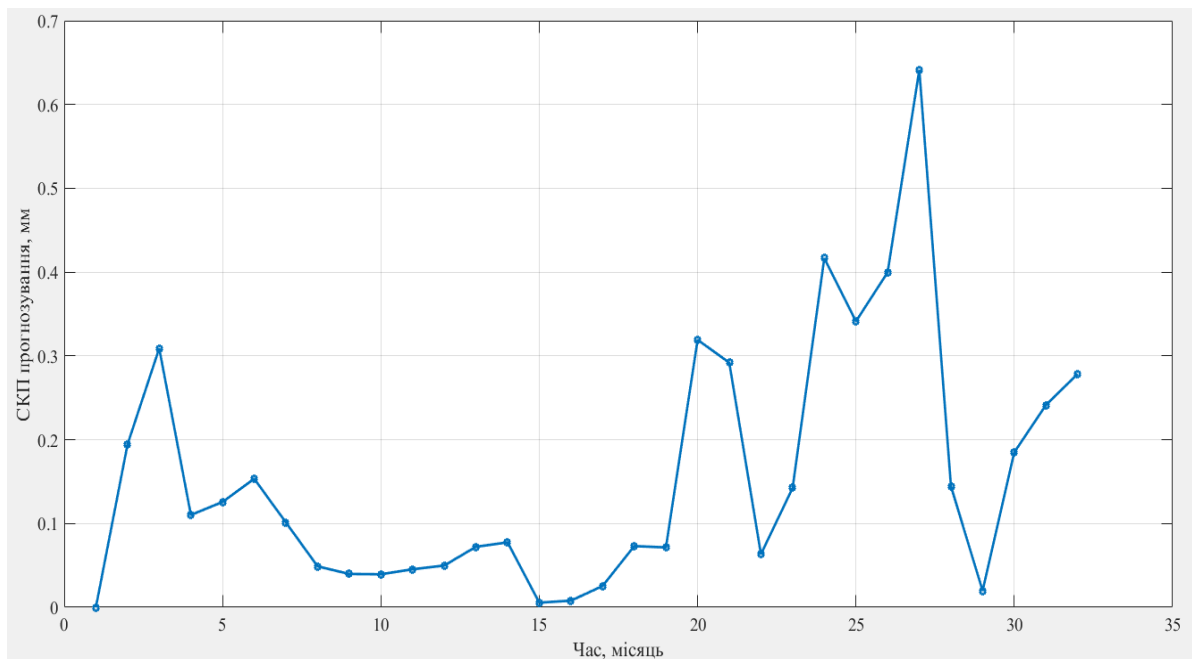


Рис. 5.8. Середня квадратична похибка фільтрації вперед в кожному циклі

Як і у методі найменших квадратів, при фільтрації за Калманом можна розрахувати вектору поправок, який у фільтрації за Калманом позначається через $\boldsymbol{\varepsilon}_k$ у виміряні величини. Для цього використовується вираз:

$$\boldsymbol{\varepsilon}_k = \mathbf{I}_k - \mathbf{A}_k \hat{\mathbf{X}}_{k,k}. \quad (5.27)$$

За цим виразом на кожному кроці фільтрації було розраховано поправки у виміряні координати, які представлені на рис. 5.9.

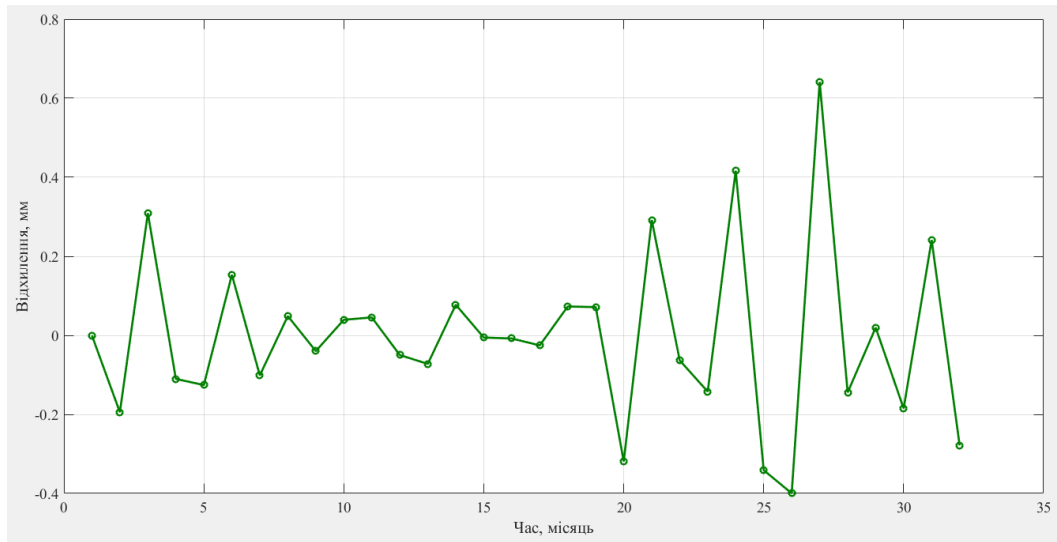


Рис. 5.9. Поправки до виміряних переміщень отримані з фільтрації вперед

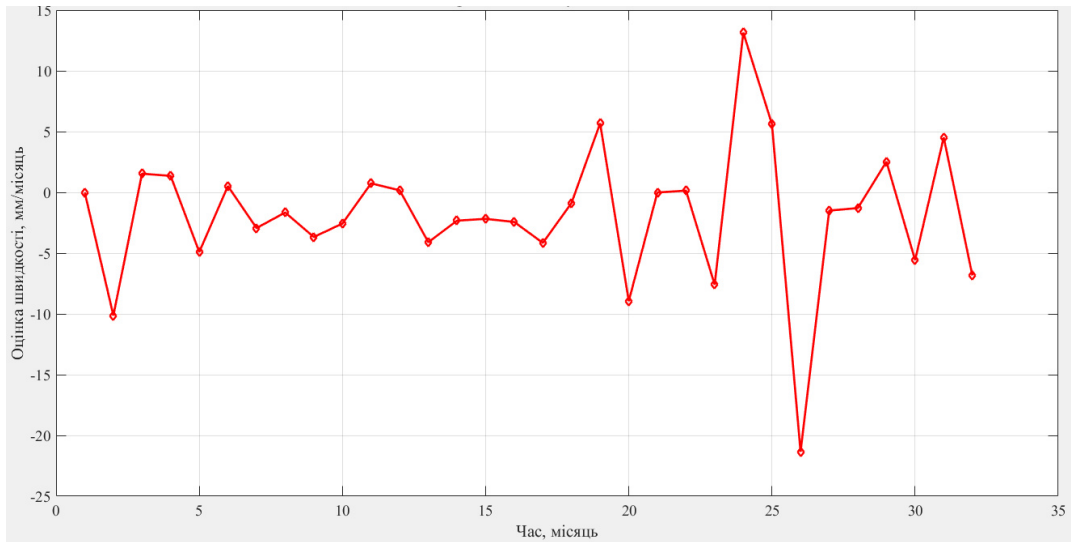


Рис. 5.10. Оцінка швидкості з фільтрації вперед

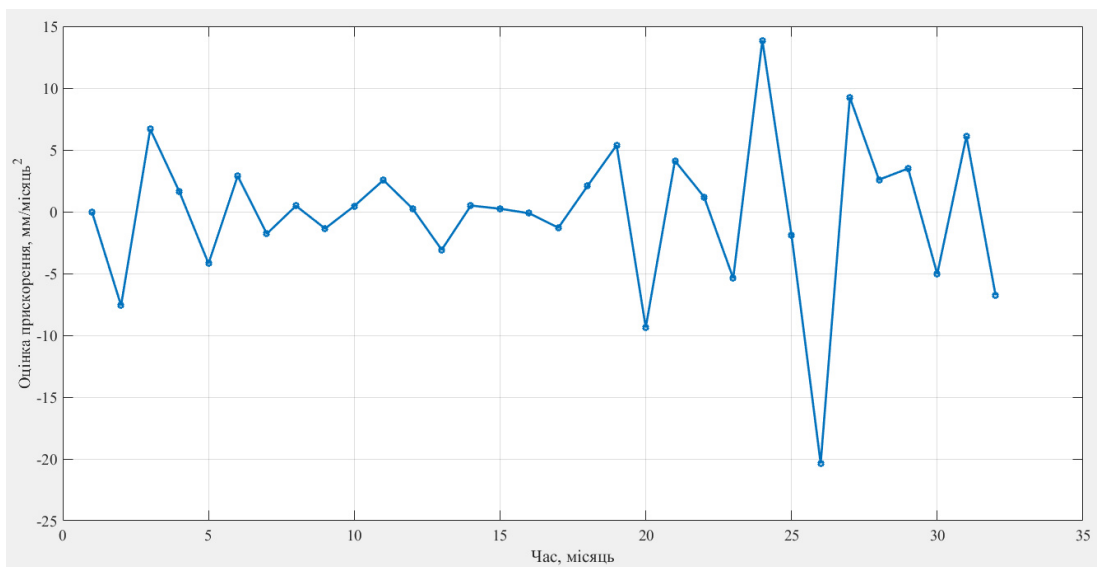


Рис. 5.11. Оцінка прискорення з фільтрації вперед

З таблиці. 5.4 та відповідних рисунків видно, що приблизно починаючи з четвертого-п'ятого кроків фільтрації відбувається стабілізація оцінок швидкості та прискорення.

Тепер керуючись виразами (5.15-5.16) виконаємо фільтрацію за Калманом назад, результати фільтрації наведено в таблиці. 5.5.

Таблиця 5.5. Оцінки складових вектору стану при фільтрації назад

Крок	Δh , мм	$v_{\Delta h}$, мм/місяць	$a_{\Delta h}$, мм/місяць ²	Крок	Δh , мм	$v_{\Delta h}$, мм/місяць	$a_{\Delta h}$, мм/місяць ²
1	-0,1	-10,4	7,6	17	-35,5	-2,1	3,7
2	-7,2	0,1	-0,4	18	-36,5	6,1	-8,7
3	-7,5	0,6	-5,7	19	-33,8	-7,9	6,0
4	-7,9	-4,1	2,9	20	-39,2	1,4	-3,0
5	-10,9	0,6	-2,2	21	-39,4	-1,5	-3,4
6	-11,3	-0,8	-2,0	22	-41,3	-12,0	16,5
7	-13,7	-1,42	0,16	23	-46,5	12,4	-5,6
8	-15,4	-3,8	0,7	24	-37,6	11,2	-17,7
9	-18,6	-3,8	2,7	25	-33,6	-16,1	9,1
10	-21,2	0,0	0,0	26	-45,7	-3,8	0,2
11	-21,5	0,9	-2,7	27	-49,2	-5,0	4,0
12	-21,8	-3,1	0,7	28	-52,6	1,7	-3,5
13	-24,6	-2,2	0,1	29	-52,1	-4,8	5,0
14	-26,8	-1,9	-0,5	30	-55,2	4,8	-8,2
15	-29,1	-2,0	-1,8	31	-53,2	-8,3	6,8
16	-31,6	-5,7	3,6	32	-58,5	-1,0	0,3

Виконані розрахунки знову представимо у графічному вигляді:

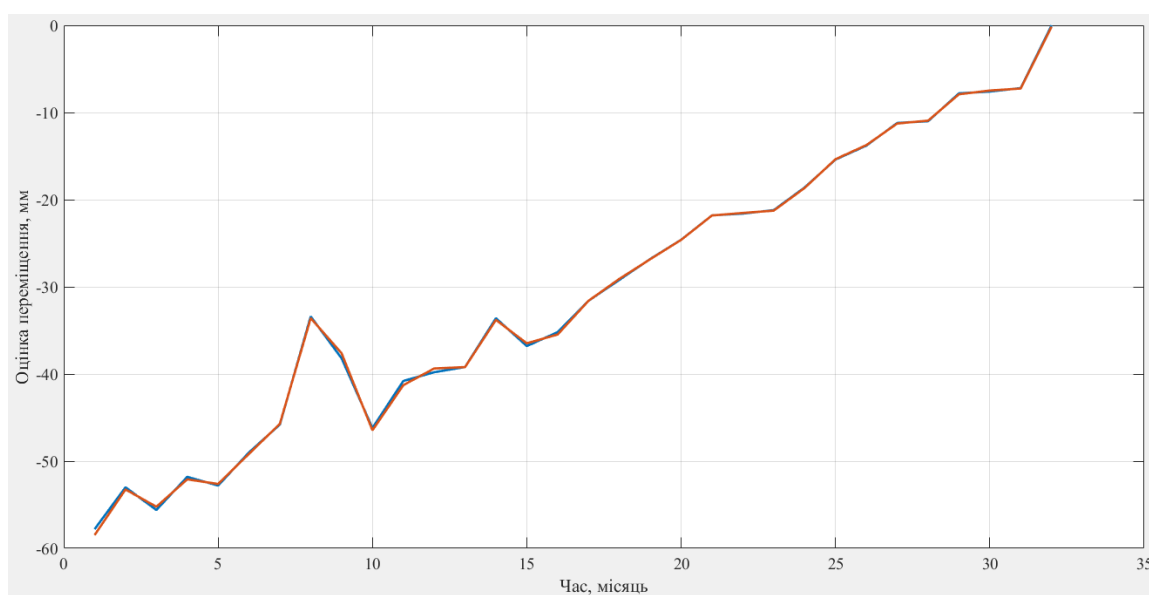


Рис. 5.12. Виміряне осідання та фільтроване назад значення осідання

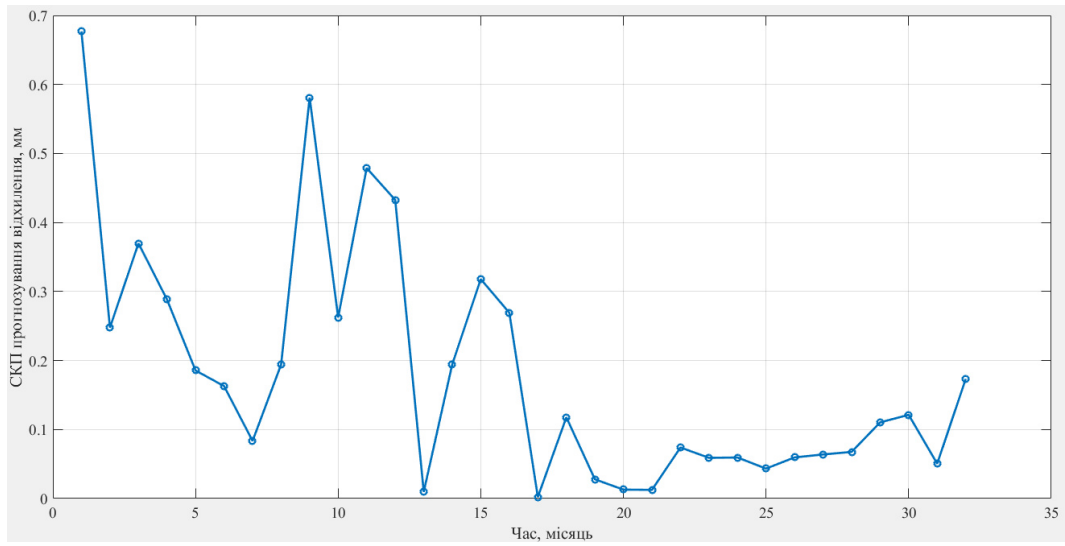


Рис. 5.13. Середня квадратична похибка фільтрації назад в кожному циклі

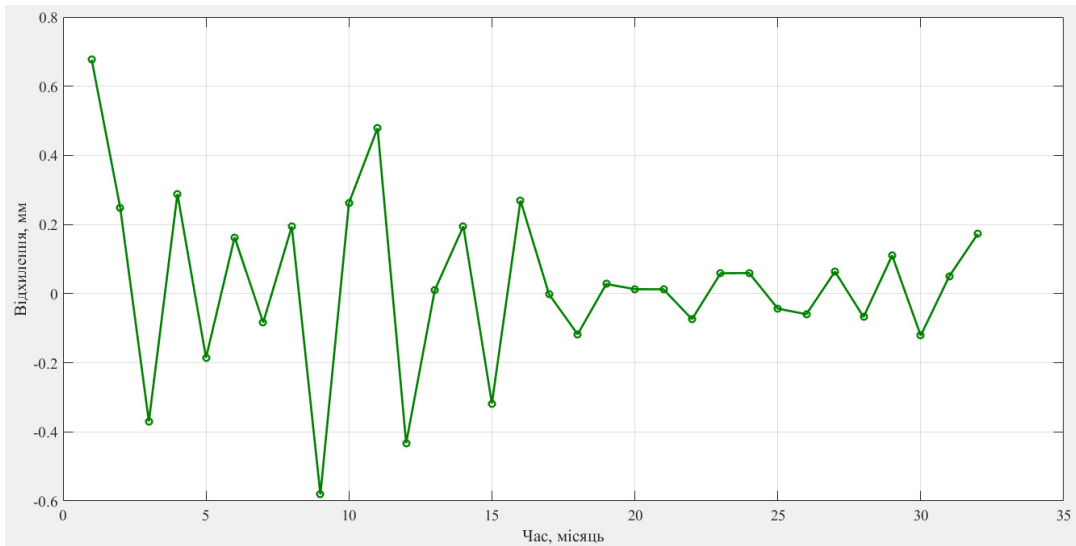


Рис. 5.14. Поправки до вимірних переміщень отримані з фільтрації назад

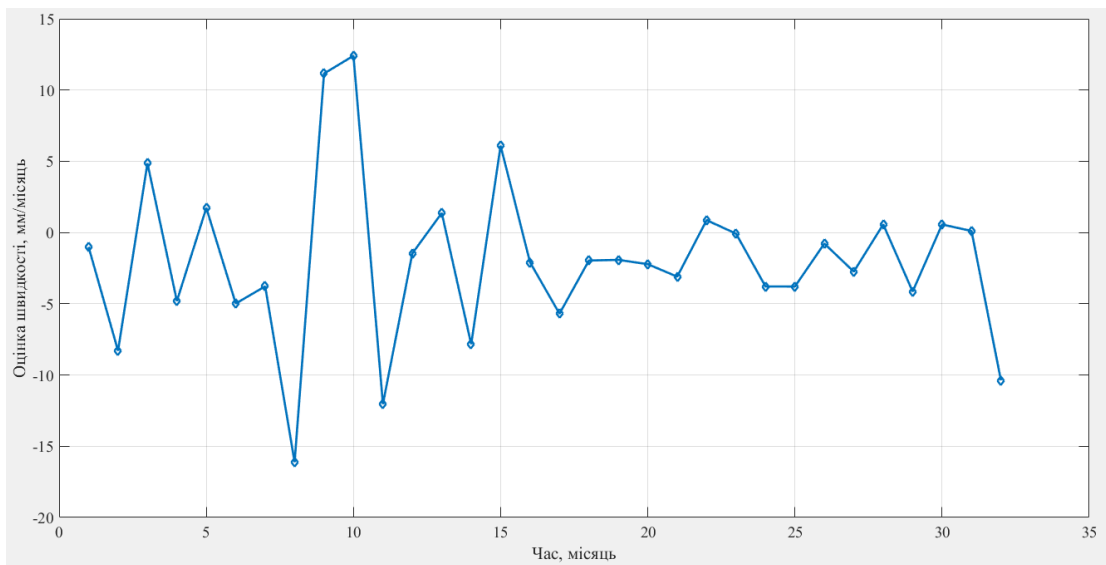


Рис. 5.15. Оцінка швидкості з фільтрації назад

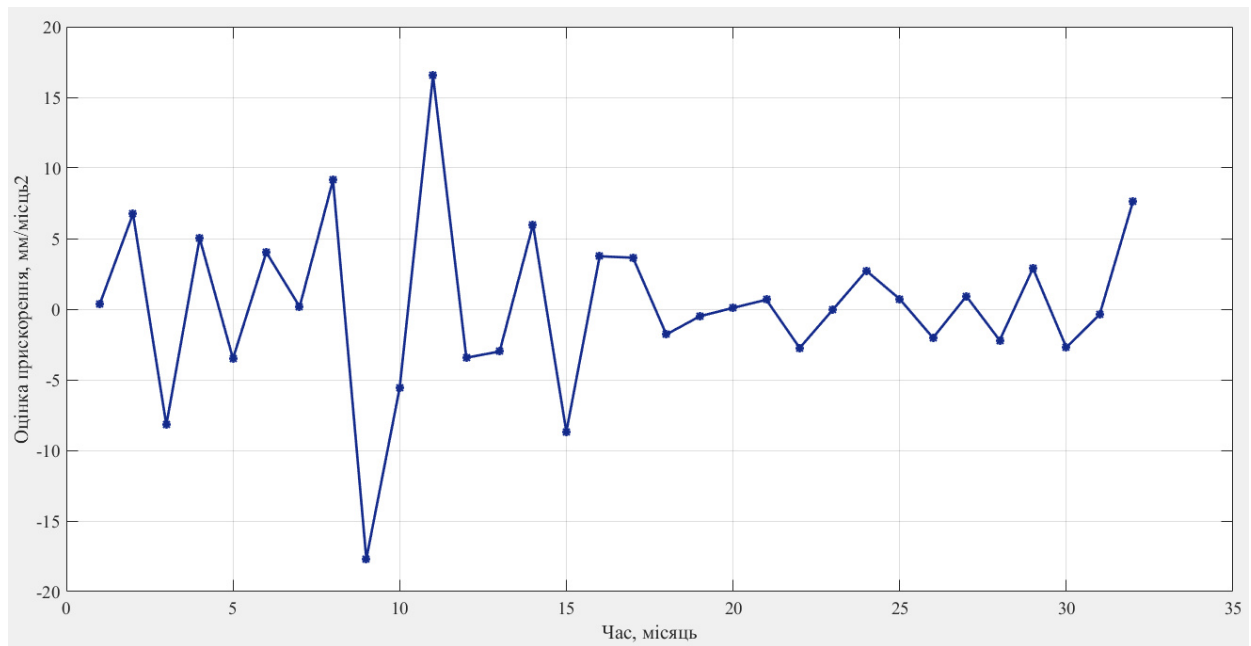


Рис. 5.16. Оцінка прискорення з фільтрації вперед

Нарешті тепер використаємо вирази (5.17), (5.20), (5.21) та отримаємо згладжені оцінки переміщень, швидкосте та прискорень, які зведемо до таблиці. 5.6.

Таблиця 5.6. Оцінки складових вектору стану при згладжуванні

Крок	Δh , мм	$v_{\Delta h}$, мм/місяць	$a_{\Delta h}$, мм/місяць ²	Крок	Δh , мм	$v_{\Delta h}$, мм/місяць	$a_{\Delta h}$, мм/місяць ²
1	-1,4	-4,2	-4,4	17	-35,0	-2,7	0,8
2	-5,8	-4,3	-0,1	18	-35,9	1,5	4,4
3	-7,9	0,1	4,5	19	-35,4	-1,1	-2,7
4	-8,4	-1,4	-1,6	20	-37,6	-3,2	-2,1
5	-10,2	-2,0	-0,5	21	-40,1	-1,2	2,2
6	-11,7	-1,3	0,6	22	-42,4	-4,3	-3,4
7	-13,4	-1,9	-0,6	23	-43,6	2,1	6,3
8	-15,7	-2,6	-0,7	24	-38,7	8,8	7,0
9	-18,6	-3,3	-0,7	25	-35,9	-4,2	-13,1
10	-20,9	-1,4	1,8	26	-43,2	-10,2	-5,9
11	-21,6	0,2	1,6	27	-50,0	-3,6	6,4
12	-22,2	-1,4	-1,7	28	-52,3	-0,5	3,2
13	-24,3	-2,8	-1,4	29	-52,8	-1,1	-0,8
14	-26,8	-2,2	0,6	30	-54,0	-0,6	0,8
15	-29,1	-2,3	0,0	31	-55,1	-2,2	-1,7
16	-32,0	-3,6	-1,3	32	-57,1	-2,4	-0,7

Виконані розрахунки представимо у графічному вигляді:

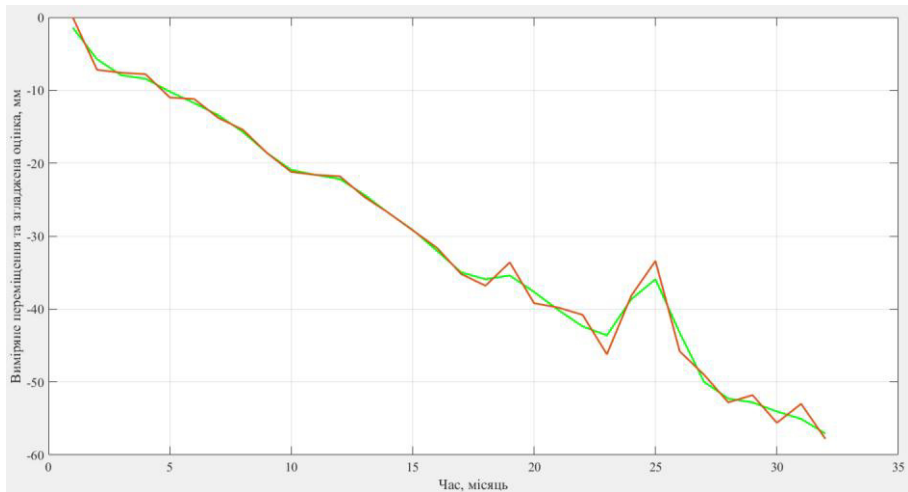


Рис. 5.17. Виміряне переміщення та згладжена оцінка

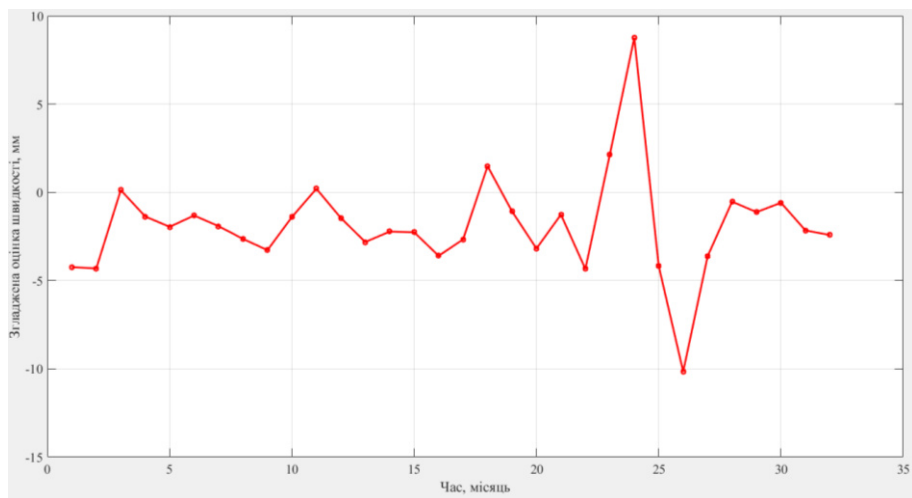


Рис. 5.18. Згладжена оцінка швидкості

Окрім отриманих згладжених оцінок переміщень та швидкості доцільно побудувати графіки різниць між згладженими оцінками та оцінками з фільтрації вперед і назад. Такі графіки дозволять оцінити якість згладжування за фільтрацією Калмана. Нижче наведено графіки різниць для оцінок переміщень.

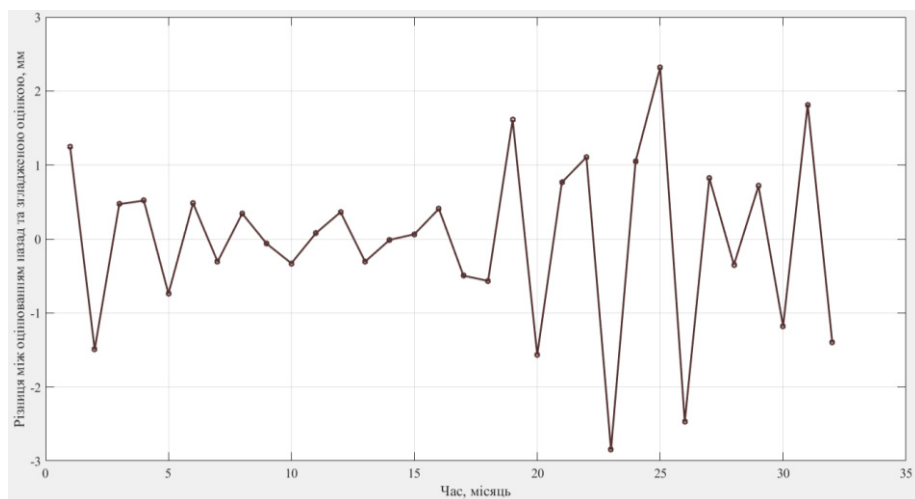


Рис. 5.18. Різниця між оцінкою назад оцінкою зі згладжування

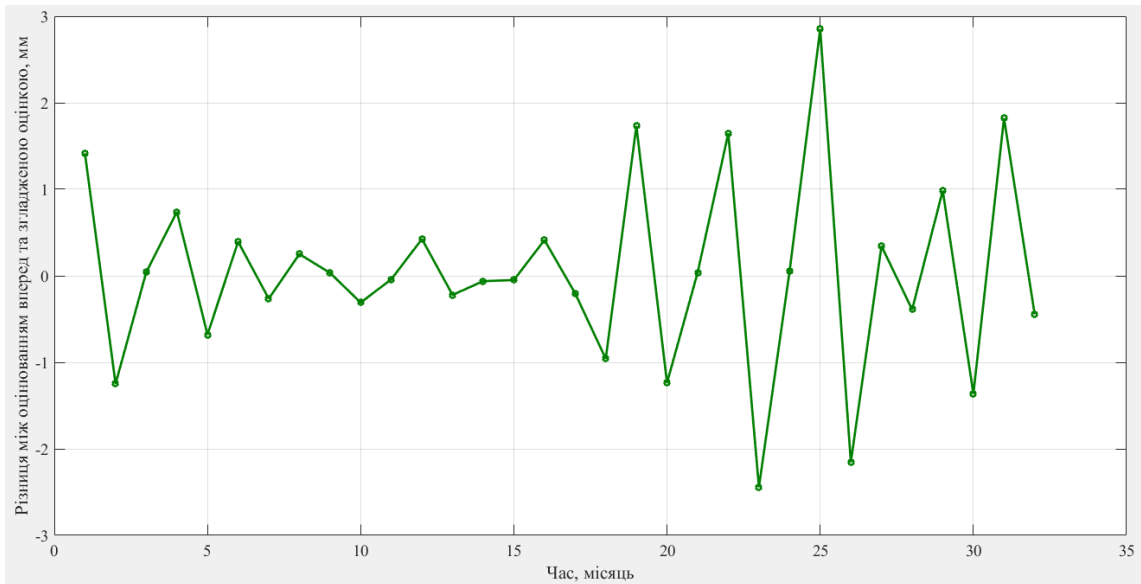


Рис. 5.19. Різниця між оцінкою вперед та оцінкою зі згладжування

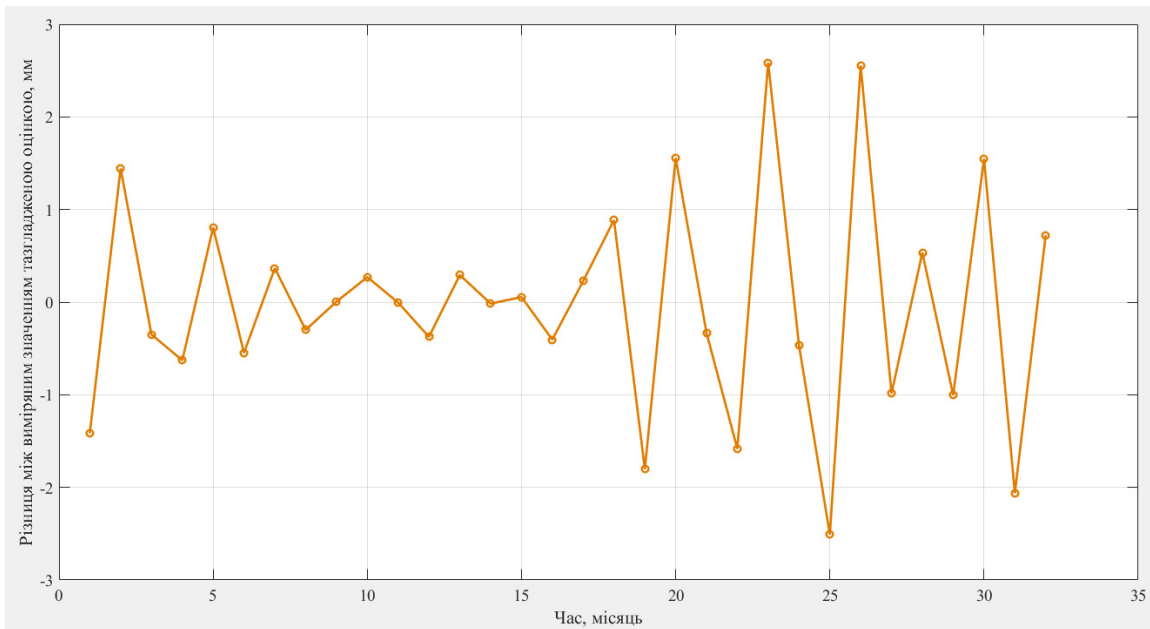


Рис. 5.20. Різниця між вимірним переміщенням та оцінкою зі згладжування

Аналізуючи наведені графіки можна стверджувати, що отримані в результаті остаточної фільтрації за Калманом зі згладжуванням параметри кінематичної моделі деформаційного процесу за точністю визначення параметрів відповідають точності вимірювання переміщень, а сама модель може бути використана для подальшого прогнозування осідального процесу. Наведений приклад показує наскільки зручним з обчислювальної точки зору є фільтр Калмана при обробленні результатів кінематичних спостережень.

Виконані дослідження вказують на велику перспективу застосування методів фільтрації за Калманом до оброблення результатів геодезичних вимірювань. Незважаючи на широке застосування фільтрації Калмана в електроніці та системах автоматичного керування, встановлені чіткі аналогії між моделями фільтру Калмана та моделями геодезичних вимірювань. При цьому відкривається широкий напрямок для подальших досліджень який пов'язаний з розробленням математичних моделей інших кінематичних

процесів за якими ведуться геодезичні спостереження, вдосконаленням методик формування матриць ваг у фільтрі Калмана, дослідження стабільності роботи фільтра Калмана на прикладі різних геодезичних задач, розробленні методик контролю грубих помилок та визначення систематичних похибок у фільтрі Калмана, дослідженням та розробленням існуючих та нових алгоритмів згладжування даних у фільтрі Калмана.

5.3. Дослідження різних моделей ваг ГНСС-спостережень при моделюванні вертикальних переміщень методом фільтрації за Калманом

Дослідження вказаної проблеми виконано на прикладі ГНСС-мережі, що була створена для спостережень за вертикальними і горизонтальними переміщеннями спортивної споруди – стадіону, що розміщена у зоні тектонічного розлому. Для спостережень використовувалися три постійнодіючих ГНСС-станцій та п'ять пунктів примусового центрування на яких вимірювання виконувались протягом 18 місяців, двічі на місяць. У табл. 5.6 наведено координати станцій спостереження.

Таблиця 5.7. Координати ГНСС-станцій у першому циклі

Точка	X, м	Y, м	Z, м
P1001	3377347.683	2620582.655	4717986.122
P1002	3374080.357	2621016.867	4720057.437
P1003	3374686.735	2626268.601	4716682.965
A111	3377531.233	2612353.298	4722400.223
P1005	3367495.024	2623917.815	4723181.936
P1007	3377114.355	2619508.587	4718780.754
P1008	3376433.204	2620486.014	4718653.224
P1009	3376779.035	2621044.294	4718072.474

Загалом за допомогою приймачів фірми Trimble було виміряно 25 базових ліній (Рис. 5.21). Станцію A111 було прийнято як вихідну.

З усіх вимірних переміщень, найбільш суттєве значення мали вертикальні переміщення. Для аналізу вертикальних переміщень нами було обрано п'ять базових ліній.

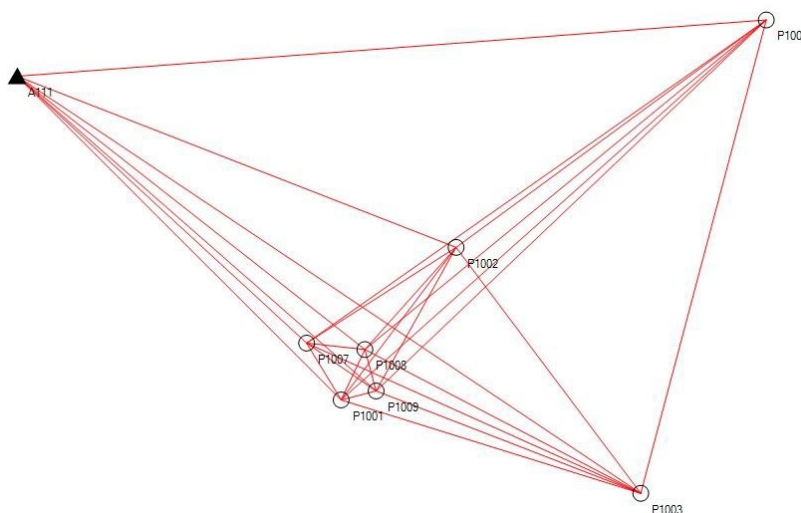


Рис. 5.21. Схема ГНСС-мережі для моніторингу

Обрані для аналізу базові лінії представляють різні екстремальні властивості мережі: найбільша та найменша довжина базової лінії; найбільша та найменша різниця координат; найвища та найнижча точність визначення базової лінії (таблиця. 5.8).

Таблиця 5.8. Базові лінії для аналізу

Базова лінія		ΔX , м	ΔY , м	ΔZ , м	Довжина, м	m_D , мм
P1001	P1005	-9852.66	3335.16	5195.814	11627.32	7.5
P1002	P1008	2352.847	-530.853	-1404.21	2790.969	4.5
P1005	P1009	9284.011	-2873.52	-5109.46	10979.83	7.9
P1001	P1009	-568.648	461.639	86.352	737.5146	3.3
P1003	P1009	2092.3	-5224.31	1389.509	5796.709	6.8

Координатами центру ваги мережі є: $B_m = 48^\circ 01' 58.50''$, $L_m = 37^\circ 49' 38.65''$. Ці координати було обрано для трансформування коваріаційних матриць базових ліній із геоцентричної у топоцентричну систему координат. Топоцентричні координати також було використано для коректного представлення верткальних переміщень. Верткальні переміщення для обраних базових ліній наведено на рис. 5.22.

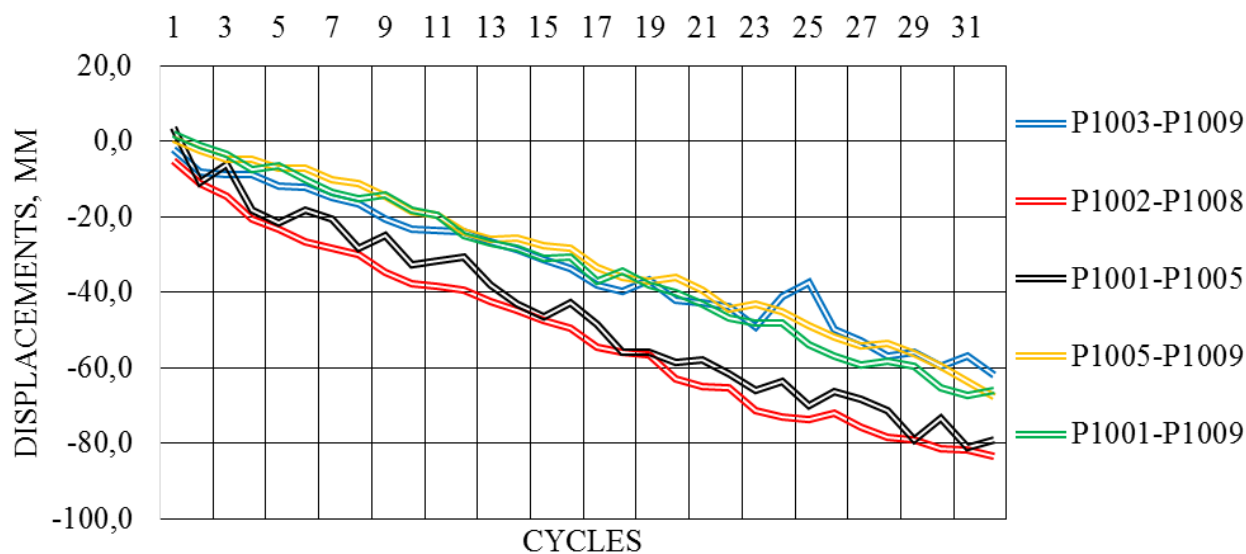


Рис. 5.22. Графіки вертикальних переміщень

Прийmemo, що деформаційна марка рухається по вертикалі з певною швидкістю. Визначення відмітки марки виконується щомісячно. Виконаємо оброблення ряду визначених осідань, що містить 32 цикли.

Для визначення матриці переходу від нульового до першого циклу спостережень $F_{1,0}$ прийmemo попередню модель переміщення марки. Вагову матрицю $P_{0,0}^X$ для першого кроку фільтрації можна прийняти одиничною.

Для завершення опису системи нам необхідно призначити ваги вимірювань, які у загальному випадку задаються кореляційною матрицею K_1 . Її діагональні елементи відповідають середнім квадратичним похибкам визначення переміщення, які можна отримати за результатами вирівнювання базової лінії в кожному циклі:

$$\mathbf{K}_1 = (m_{\Delta h}^2). \quad (5.27)$$

Для того щоб отримати СКП вимірювання переміщення, отримані з оцінювання СКП компонентів базової лінії необхідно перетворити до топоцентричної системи координат. Для цього користуються відомим виразом [74]:

$$\mathbf{K}_{neh} = \mathbf{R} \cdot \mathbf{K}_{\Delta X \Delta Y \Delta Z} \cdot \mathbf{R}^T, \quad (5.28)$$

де \mathbf{K}_{neh} - кореляційна матриця похибок у топоцентричній системі координат; $\mathbf{K}_{\Delta X \Delta Y \Delta Z}$ - кореляційна матриця похибок приростів координат у геоцентричній системі координат; \mathbf{R} - матриця повороту [74].

Можливі наступні підходи до призначення ваг вимірювань через СКП:

- Model 1. Значення СКП приймають за результатами вирівнювання $m_{\Delta Z}$ і трансформують в топоцентричну систему координат:

$$m_{\Delta h} = m_{\Delta Z} \sqrt{2} \quad (5.29)$$

- Model 2. Значення a_z описує сумарний вплив похибки вимірювання висоти антени на пункті та $m_{\Delta Z}$ за результатами вирівнювання після трансформування в топоцентричну систему координат:

$$m_{\Delta h} = a_z \sqrt{2}. \quad (5.30)$$

- Model 3. Значення СКП беруть з паспортних даних на апаратуру ГНСС:

$$m_{\Delta h} = (a_z + b_z \cdot D) \sqrt{2}, \quad (5.31)$$

і трансформують в топоцентричну систему координат. Для сучасних ГНСС-приймачів параметр a_z знаходиться в межах 5-3.5мм, b_z в межах $(0.5-0.4) \times 10^{-6}$.

- Model 4. Значення a_z приймають рівним $m_{\Delta Z}$ за результатами вирівнювання і додають значення b_z , що пов'язане з довжиною базової лінії та призначається пропорційно компонентам базової лінії:

$$m_{\Delta h} = \sqrt{2 \left(a_z^2 + (b_z \cdot \Delta Z)^2 \right)}. \quad (5.32)$$

- Model 5. Значення a_z приймають рівним $m_{\Delta Z}$ за результатами вирівнювання і додають значення b_z , що вважається пов'язаною з довжиною базової лінії та призначається у відповідності до точності визначення компонентів базової лінії:

$$m_{\Delta h} = \sqrt{2 \left(a_z^2 + \left(b_z \cdot \frac{m_{\Delta Z}}{m_D} D \right)^2 \right)}, \quad (5.33)$$

де $m_{\Delta Z}$ - СКП визначення компоненти базової лінії; $m_D = \sqrt{m_{\Delta X}^2 + m_{\Delta Y}^2 + m_{\Delta Z}^2}$.

- Model 6. Значення a_z беруть з паспортних даних на апаратуру ГНСС і додають значення b_z , що пов'язане з довжиною базової лінії та призначається пропорційно компонентам базової лінії:

$$m_{\Delta h} = (a_z + b_z \cdot |\Delta Z|) \sqrt{2}. \quad (5.34)$$

- Model 7. Значення a_z беруть з паспортних даних на апаратуру ГНСС і додають значення b_z , що вважається пов'язаною з довжиною базової лінії та призначається у відповідності до паспортної точності визначення компонентів базової лінії:

$$m_{\Delta h} = \left(a_z + b_z \cdot \frac{m_{\Delta Z}}{m_D} D \right) \sqrt{2}. \quad (5.35)$$

Для базової лінії і ГНСС-приймача з паспортними характеристиками $a_z = 4$ mm, $b_z = 0.5$.

Після визначення всіх вихідних даних виконуємо фільтрацію результати якої наведено в таблиці. 5.9.

Таблиця 5.9. Результати фільтрації за різними моделями

Model	Базова лінія				
	P1001-P1005	P1002-P1008	P1005-P1009	P1001-P1009	P1003-P1009
1	7.4	4.4	9.6	3.0	6.6
2	5.7	5.7	5.7	5.7	5.7
3	13.9	7.6	13.4	6.2	9.8
4	8.2	4.5	10.3	3.0	6.7
5	9.3	4.6	11.7	3.0	7.2
6	9.3	6.6	9.3	5.7	6.6
7	11.4	7.0	12.3	6.0	8.5

Таблиця 5.10. Результати фільтрації при різному підході до встановленн ваг P1001-P1005

Model	KF Forward, мм			KF Backward, мм			KF Smoothed, мм		
	Max	Min	СКП	Max	Min	СКП	Max	Min	СКП
1	5.4	-6.1	2.0	7.8	-5.4	2.1	6.0	-6.2	3.5
2	5.2	-5.8	1.9	6.3	-4.9	1.8	5.6	-6.3	3.4
3	5.5	-6.7	2.2	10.6	-5.9	3.0	7.1	-6.9	3.9
4	5.4	-6.2	2.0	8.3	-5.5	2.2	6.2	-6.2	3.6
5	5.4	-6.3	2.0	9.0	-5.6	2.4	6.4	-6.2	3.6
6	5.4	-6.3	2.0	9.0	-5.6	2.4	6.4	-6.2	3.6
7	5.5	-6.5	2.1	9.9	-5.5	2.7	6.8	-6.4	3.7

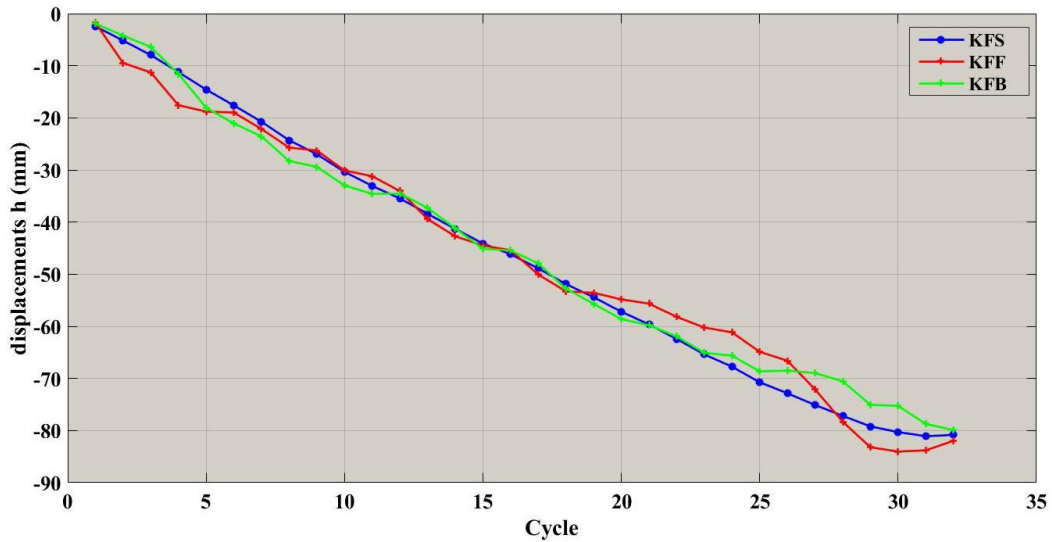


Рис. 5.23 Графік вимірних переміщень і переміщень отриманих після згладжування (Model 3)

Таблиця 5.11. Результати фільтрації при різному підході до встановлення ваг P1002-P1008

Model	KF Forward, mm			KF Backward, mm			KF Smoothed, mm		
	Max	Min	СКП	Max	Min	СКП	Max	Min	СКП
1	2.6	-4.5	1.1	1.8	-2.5	0.8	3.6	-3.5	1.5
2	3.1	-5.4	1.3	2.2	-2.7	0.9	4.4	-3.8	1.8
3	3.6	-6.0	1.5	3.2	-2.9	1.1	5.3	-4.1	2.1
4	2.6	-4.6	1.1	1.8	-2.5	0.8	3.7	-3.6	1.6
5	2.7	-4.7	1.1	1.8	-2.5	0.8	3.8	-3.6	1.6
6	3.4	-5.7	1.4	2.7	-2.8	1.0	4.9	-4.0	2.0
7	3.4	-5.9	1.5	2.9	-2.8	1.0	5.0	-4.0	2.0

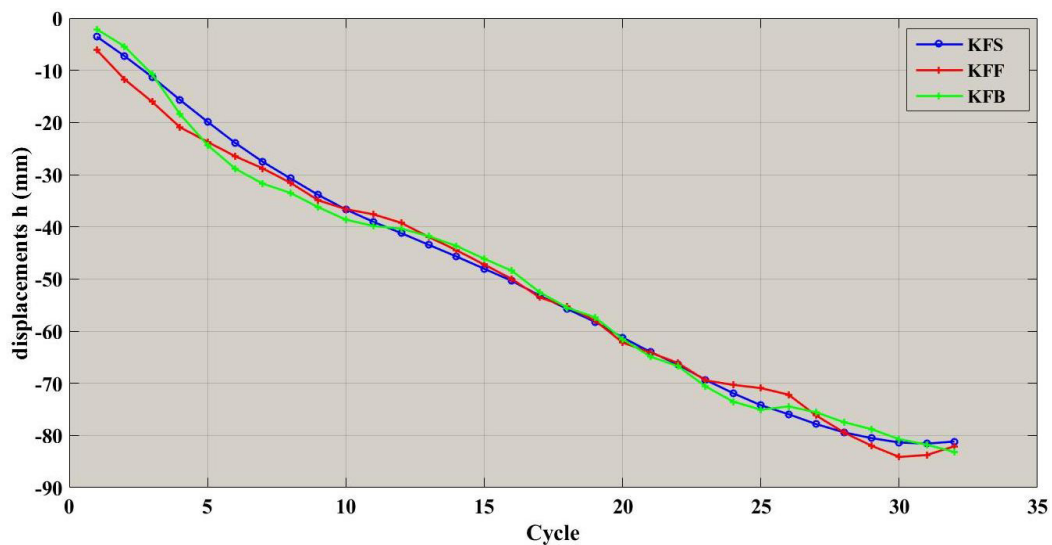


Рис. 5.24 Графіки переміщень після оцінювання прямою фільтрацією, зворотною фільтрацією та згладжування (Model 7)

Таблиця 5.12. Результати фільтрації при різному підході до встановлення ваг P1005-P1009

Model	KF Forward, мм			KF Backward, мм			KF Smoothed, мм		
	Max	Min	СКП	Max	Min	СКП	Max	Min	СКП
1	2.4	-2.0	0.9	5.7	-5.7	1.6	6.7	-4.0	1.5
2	2.3	-1.7	0.8	4.0	-5.4	1.2	6.6	-3.3	1.2
3	2.5	-2.5	1.1	7.4	-5.7	1.9	6.6	-4.7	1.7
4	2.4	-2.1	1.0	6.0	-5.7	1.6	6.7	-4.1	1.5
5	2.4	-2.3	1.0	6.7	-5.7	1.8	6.7	-4.4	1.6
6	2.4	-2.0	0.9	5.5	-5.6	1.6	6.7	-3.9	1.4
7	2.5	-2.4	1.0	7.0	-5.7	1.8	6.6	-4.5	1.6

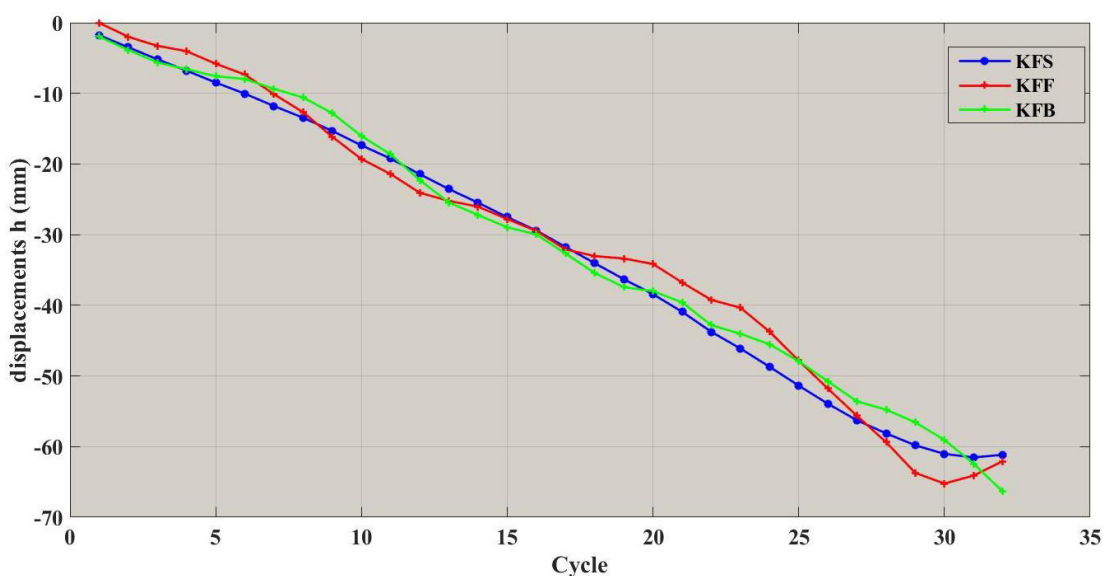


Рис. 5.25. Графіки вимірних переміщень і переміщень отриманих після згладжування (Model 3)

Таблиця 5.13. Результати фільтрації при різному підході до встановлення ваг P1001-P1009

Model	KF Forward, мм			KF Backward, мм			KF Smoothed, мм		
	Max	Min	СКП	Max	Min	СКП	Max	Min	СКП
1	3.1	-1.4	0.8	2.8	-3.2	0.8	3.9	-2.9	1.4
2	3.6	-1.3	0.9	4.0	-3.7	1.1	4.6	-3.4	1.5
3	3.7	-1.3	0.9	4.2	-3.8	1.1	4.7	-3.4	1.5
4	3.1	-1.4	0.8	2.8	-3.2	0.8	3.9	-2.9	1.4
5	3.1	-1.4	0.8	2.8	-3.2	0.8	3.9	-2.9	1.4
6	3.6	-1.3	0.9	4.0	-3.7	1.1	4.6	-3.4	1.5
7	3.7	-1.3	0.9	4.2	-3.8	1.1	4.6	-3.4	1.5

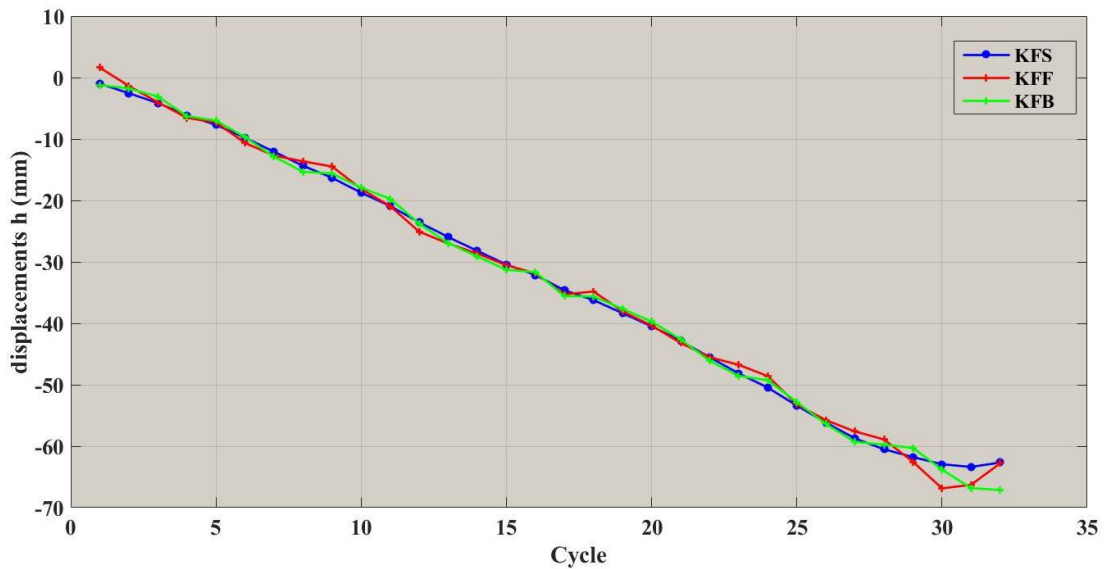


Рис. 5.26. Графіки вимірних переміщень і переміщень отриманих після згладжування

Таблиця 5.14. Результати фільтрації при різному підході до встановлення ваг P1003-P1009

Model	KF Forward, mm			KF Backward, mm			KF Smoothed, mm		
	Max	Min	СКП	Max	Min	СКП	Max	Min	СКП
1	7.3	-5.7	2.4	6.6	-7.2	2.6	6.2	-13.5	3.9
2	7.0	-5.7	2.4	6.2	-6.7	2.5	6.0	-13.2	3.8
3	7.9	-6.1	2.6	7.3	-8.3	2.9	6.6	-14.6	4.0
4	7.3	-5.7	2.4	6.6	-7.2	2.6	6.2	-13.5	3.9
5	7.5	-5.7	2.5	6.8	-7.4	2.7	6.3	-13.7	3.9
6	7.3	-5.7	2.4	6.6	-7.2	2.6	6.2	-13.5	3.9
7	7.7	-5.9	2.6	7.1	-7.9	2.8	6.4	-14.1	3.9

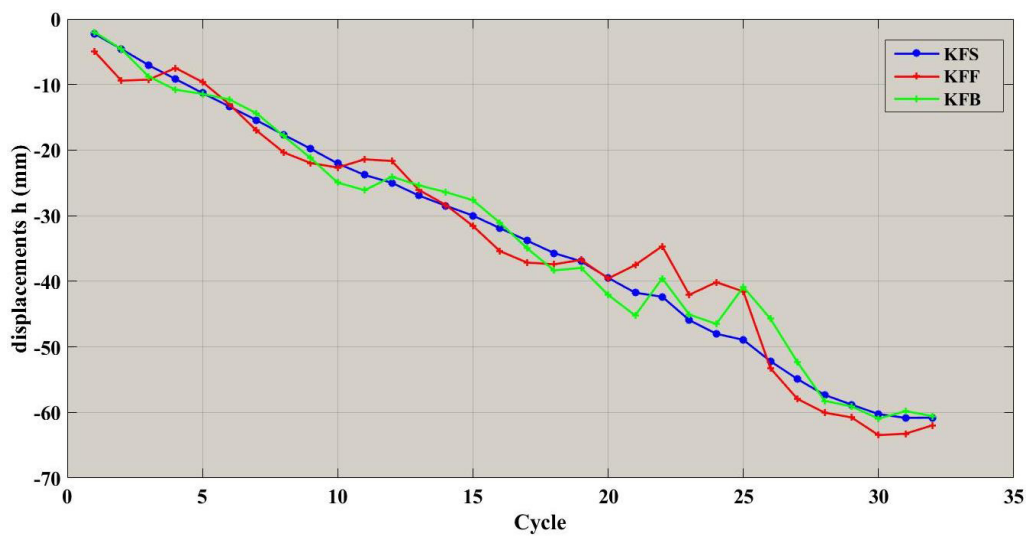


Рис. 5.27. Графіки вимірних переміщень і переміщень отриманих після згладжування (Model 3)

Ефективність кожної з розглянутих моделей було оцінено шляхом застосування власного критерію ефективності. Існує загальновідоме правило: якщо різниця між СКП для різних моделей перевищує 10 %, тоді така різниця є значимою. Для початку розрахуємо матрицю \mathbf{P}_{gen} ,

$$\mathbf{P}_{gen} = \begin{bmatrix} p_{11} & p_{12} & p_{13} & p_{14} & p_{15} \\ p_{21} & p_{22} & p_{23} & p_{24} & p_{25} \\ p_{31} & p_{32} & p_{33} & p_{34} & p_{35} \\ p_{41} & p_{42} & p_{43} & p_{44} & p_{45} \\ p_{51} & p_{52} & p_{53} & p_{54} & p_{55} \\ p_{61} & p_{62} & p_{63} & p_{64} & p_{65} \\ p_{71} & p_{72} & p_{73} & p_{74} & p_{75} \end{bmatrix}, \quad (5.36)$$

де p_{ij} , i - номер моделі; j - номер базової лінії, для якої $p_j = \left(\frac{c}{m_{\Delta h_i}^2} \right)$, $c = 100$

Для кожного стовпчика матриці \mathbf{P}_{gen} визначаємо макимальне значення, яке приймаємо за 100% та обчислюємо відхилення ваг від цього значення у відсотках. Як результат отримуємо матрицю $\mathbf{E}_{\%}$:

$$\mathbf{E}_{\%} = \begin{bmatrix} 59.3 & 100 & 35.3 & 100 & 74.6 \\ 100 & 59.6 & 100 & 27.7 & 100 \\ 16.8 & 33.5 & 18.1 & 23.4 & 33.8 \\ 48.3 & 95.6 & 30.6 & 100 & 72.4 \\ 37.6 & 91.5 & 23.7 & 100 & 62.7 \\ 37.6 & 44.4 & 37.6 & 27.7 & 74.6 \\ 25 & 39.5 & 21.5 & 25 & 45 \end{bmatrix}, \quad (5.37)$$

в якій кожен елемент $\mathbf{E}_{\%}^{(i)}$ було розраховано як

$$\mathbf{E}_{\%}^{(i)} = \mathbf{P}^{(i)} \frac{100\%}{\max(\mathbf{P}^{(i)})}. \quad (5.38)$$

Матриця $\mathbf{E}_{\%}$ чітко показує вага якої моделі має найменший вплив на вимірне переміщення. Для прикладу для базової лінії 3 (P1005-P1009) найбільшу вагу дає Model 2, а найменшу Model 3. Як видно для деяких базових ліній ваги змінюються у 5-6 разів. Однак, як така зміна позначається на точності фільтрації? Для з'ясування відповіді на це питання за згладженими результатами утворюємо наступні матриці: **max**, **min** та **SD**. Як і у попередньому випадку обчислюємо матриці: **Fmax**_%, **Fmin**_%, **FSD**_%:

$$\mathbf{Fmax}_{\%}^{(i)} = \max^{(i)} \frac{100\%}{\max(\max^{(i)})}, \quad \mathbf{Fmin}_{\%}^{(i)} = \min^{(i)} \frac{100\%}{\max(\min^{(i)})}, \quad \mathbf{SD}_{\%}^{(i)} = \mathbf{SD}^{(i)} \frac{100\%}{\max(\mathbf{SD}^{(i)})}. \quad (5.39)$$

Потім, віднімаємо 100% від матриць **Fmax**_%, **Fmin**_%, **FSD**_%, і отримуємо матриці $\Delta\mathbf{Fmax}_{\%}$, $\Delta\mathbf{Fmin}_{\%}$, $\Delta\mathbf{FSD}_{\%}$.

$$\Delta F_{\max\%} = \begin{pmatrix} 15.5 & 32.1 & 0 & 17 & 6.1 \\ 21.1 & 17 & 1.5 & 2.1 & 9.1 \\ 0 & 0 & 1.5 & 0 & 0 \\ 12.7 & 30.2 & 0 & 17 & 3.1 \\ 9.9 & 28.3 & 0 & 17 & 4.5 \\ 9.9 & 7.5 & 0 & 2.1 & 6.1 \\ 4.2 & 5.7 & 1.5 & 2.1 & 3 \end{pmatrix}, \Delta F_{\min\%} = \begin{pmatrix} 10.1 & 14.6 & 6.4 & 14.7 & 7.5 \\ 8.7 & 7.3 & 29.8 & 0 & 9.6 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 10.1 & 12.2 & 12.8 & 14.7 & 7.5 \\ 10.1 & 12.2 & 6.4 & 14.7 & 6.2 \\ 10.1 & 2.4 & 17 & 0 & 7.5 \\ 7.2 & 2.4 & 4.3 & 0 & 3.4 \end{pmatrix},$$

$$\Delta FSD_{\%} = \begin{pmatrix} 10.3 & 28.6 & 11.8 & 6.7 & 2.5 \\ 12.8 & 14.3 & 29.4 & 0 & 5 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 7.7 & 23.8 & 11.8 & 6.7 & 2.5 \\ 7.7 & 23.8 & 5.9 & 6.7 & 2.5 \\ 7.7 & 4.8 & 17.6 & 0 & 2.5 \\ 5.1 & 4.8 & 5.9 & 0 & 2.5 \end{pmatrix}. \quad (5.40)$$

Елементи матриці $\Delta FSD_{\%}$ дозволяють зробити висновок, що найгіршою є модель, що використовує характеристики приймача для розрахунку ваги. З матриці $\mathbf{E}_{\%}^{(i)}$ ми бачимо, що для базової лінії P1001-P1005 значення ваг змінилися у 5 разів, тоді як з $\Delta FSD_{\%}$ видно, що точність покращилась тільки на 13% для моделі з найбільшою вагою. З аналізу даних можна зробити висновок, що найбільш вдалим варіантом призначення ваг слід визнати Model 1 і Model 2. Ці варіанти забезпечують найменші значення СКП фільтрації та найменші за величиною відхилення. При цьому моделі 4, 5 and 6, 7 доцільно використовувати при довжинах векторів понад 10 км, коли значення другої складової у моделях стає суттєвим. З іншого боку робити таке твердження базуючись тільки на СКП фільтрації не досить коректно, оскільки, теоретично призначення вимірам більш високих значень ваг автоматично призводить до зменшення СКП фільтрації. Тому доцільно порівняти оцінки швидкості і прискорення. В результаті аналізу встановлено, що саме Model 1 дозволяє оцінити швидкість і прискорення переміщень з найбільшою точністю.

5.4. Дослідження можливостей штучних нейронних мереж для оброблення ГНСС-спостережень

Коротко розглянемо математичні співвідношення для типової моделі нейрона (рис. 5.28).

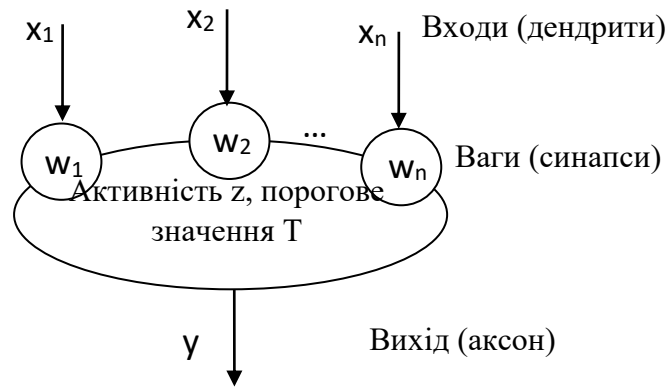


Рис. 5.28. Співвідношення для типової моделі нейрона

Позначимо через $x = (x_1, \dots, x_n)^T$ вектор значень ознак образу, що розпізнається нейроном. Активність нейрона z можна представити у вигляді зваженої суми входів:

$$z(w, x) = \sum_{i=1}^n w_i x_i = w^T x, \quad (5.41)$$

де $w = (w_1, w_2, \dots, w_n)^T$ - вектор вагових коефіцієнтів.

Для отримання сигналу на виході (аксоні) зважена сума (активність) повинна перевищувати порогове значення T :

$$z(w, x) = w^T x - T. \quad (5.42)$$

З використанням розширених векторів зважену суму входів або активність нейрона можна представити:

$$z(w, x) = \sum_{i=1}^n w_i x_i - T = (w_0 = -T, w_1, \dots, w_n)^T (x_0 = 1, x_1, \dots, x_n) = w^T x \quad (5.43)$$

Вихід нейрона визначається функцією активації або виходу $y = S(z)$, яка визначається внутрішньою активністю z .

Результуючу реакцію формального нейрона можна представити у вигляді функції перетворення нейрона:

$$y = S(z(w, x)) = A(w, x) \quad (5.44)$$

З попереднього зрозуміло, що величезне значення для функціонування нейрона має функція активації. Існує велика кількість функцій активації. Для вирішення задач інтерполяції та апроксимації функцій застосовують лінійну або сигмоподібну функції активації.

До класу сигмоподібних функцій відноситься як відомо функція Гауса: $S_G(z) = \exp(-z^2/\sigma^2)$. Таку функцію активації або виходу мають, нейрони прихованого шару в

нейромережах радіальних базисних функцій, які найкращим чином підходять до вирішення задач апроксимації.

Однією з основних властивостей ШНМ є здатність до навчання. Принципово існує декілька підходів до навчання ШНМ. Ми в подальшому будемо використовувати підхід, що базується на підході, коли в процесі навчання змінюються ваги зв'язків між нейронами.

Важливою ознакою класифікації нейронних мереж є наявність зворотних зв'язків:

- мережі без зворотних зв'язків (FeedForward-Net або FF-Net) – графи без петель;
- рекурентні мережі або мережі із зворотнім зв'язком (Feedback-Net або FB-Net).

На рис. 5.29 наведено типові приклади нейронних мереж.

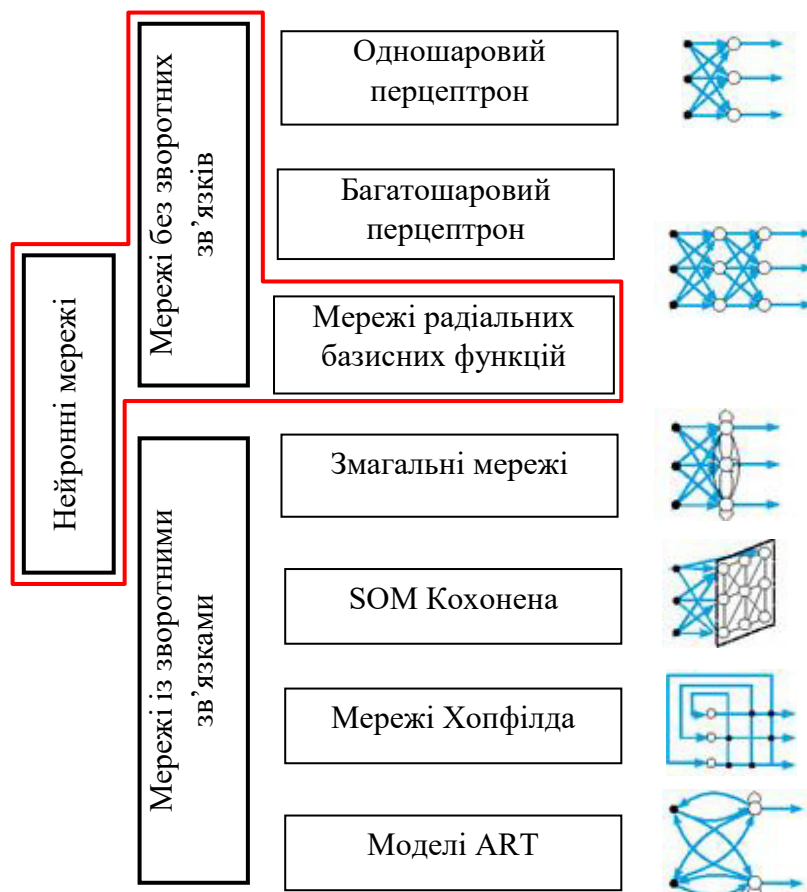


Рис. 5.29. Класифікація ШНМ

У найбільш розповсюджених мережах першого класу - багатошарових перцептронах нейрони розташовані шарами і мають однонаправлені зв'язки між шарами.

У мережах з прямим розповсюдженням інформації виділяють FF-мережі першого та FF-мережі другого порядку. В FF-мережах першого порядку є зв'язки лише між нейронами шару $N_{(i)}$ до нейронів шару $N_{(i+1)}$. В FF-мережах другого порядку існують зв'язки від нейронів шару $N_{(i)}$ до нейронів шару $N_{(i+k)}$.

Іншим прикладом мереж з прямим розповсюдженням інформації є мережі радіальних базисних функцій – RBF-мереж. Мережі радіальних базисних функцій (Radial Basis Functions) є спеціальним типом нейронних мереж з прямими зв'язками. Основне їх призначення – апроксимація і інтерполяція багатовимірних функцій. Вони були запропоновані в 1985 році Пауелом. Скільки завгодно точна апроксимація функцій досягається при цьому шляхом комбінації радіально симетричних функцій.

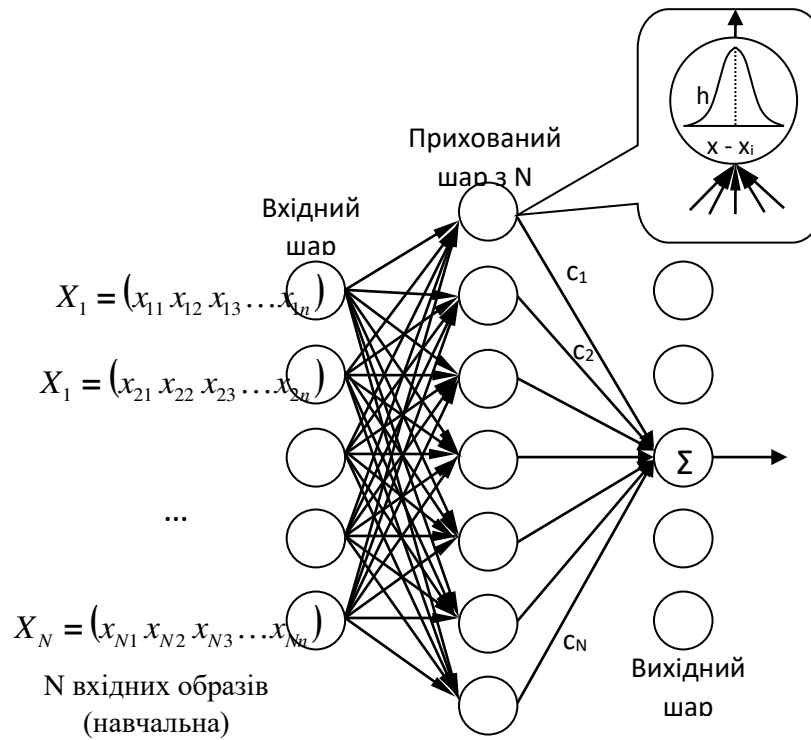


Рис. 5.30. Структура RBF-мережі

RBF-мережі мають тільки один шар прихованих нейронів. На рис. 5.30. показана структура RBF-мережі. Вона містить один вхідний шар, один прихований шар нейронів, число яких зазвичай відповідає числу елементів в навчальній послідовності, і один вихідний шар з одного (на рис. 5.31. представлено саме такий випадок) або декількох нейронів. На рис. 5.31. єдиний вихідний нейрон видає значення функції: $y = f(x) = f(x_1, x_2, \dots, x_n)$.

Таким чином, за своєю будовою RBF-мережі – це двошарові FF-мережі першого порядку. Вхідний вектор x передається на нейрони прихованого шару. При цьому кожен нейрон прихованого шару отримує повну інформацію про вхідний вектор x . Кожен нейрон прихованого шару розраховує значення одновимірної функції h_i (наприклад, Гауса):

$$h_i(x) = \exp\left[-\frac{(\|x - x_i\|)^2}{2\sigma_i^2}\right], \quad (5.45)$$

де x – вхідний вектор, x_i – i -а опорна точка або i -й образ навчальної послідовності, σ_i – параметр розсіювання для одновимірної функції h_i .

Радіальні базисні функції h_i (5.45) виконують попереднє оброблення вхідних векторів, визначаючи їх близькість до центрів x_i . Вихідні значення $h_i(x)$ – це ступені подібності між вхідним вектором x і окремими центрами x_i . На основі значень $h_i(x)$ визначається зважена сума.

Центри x_i визначаються на основі навчальної послідовності і мають ту ж розмірність n , що і вхідний вектор. Параметр σ_i визначається експериментально. Рис. 5.31. ілюструє принцип роботи нейрона прихованого шару.

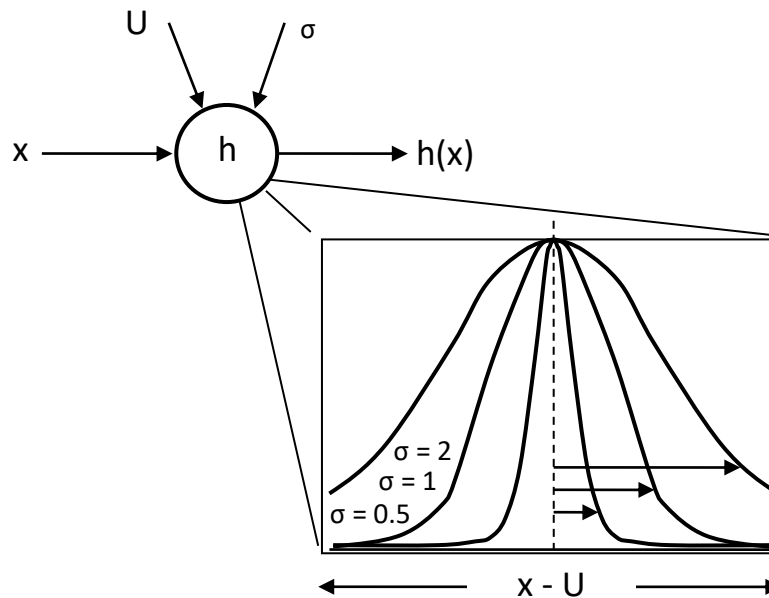


Рис. 5.31. Принцип роботи нейрона прихованого шару

З формули (5.45) отримуємо що: вихід нейрона і прихованого шару тим більше, чим ближче поточний вхід x до центру x_i . Вихід f RBF-мережі визначається у вигляді зваженої суми

$$f(x) = y = \sum_{i=1}^n c_i h_i(x). \quad (5.46)$$

Нейрони вихідного шару утворюють, лінійну комбінацію виходів нейронів прихованого шару (hidden layer). Їх функція активації або виходу – це радіальна базисна функція (5.46).

Одновимірні RBF-мережі можуть бути узагальнені на багатовимірні функції. В цьому випадку у вихідному шарі розміщуються m нейронів по числу функцій, що апроксимуються (або інтерполюються), причому значення на виході j -го нейрона вихідного шару визначаються наступним чином:

$$y_i = \frac{\sum_{i=1}^n c_{ij} h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}. \quad (5.47)$$

У RBF-мережах як опорні точки можуть бути використані образи навчальної послідовності. В нашому випадку образами навчальної послідовності є залишкові відхилення на опорних точках, що отримані після виключення загальної систематичної похибки. Відзначимо дві переваги RBF-мереж в порівнянні з іншими нейронмережами:

1. Функція активації або виходу прихованого нейрона набуває великих значень лише в тих випадках, коли вхідний образ знаходиться поблизу від опорної точки цього нейрона. Для входів поза область образів навчальної послідовності, мережа формує лише невеликі значення на своїх виходах.

2. Проста структура RBF-мереж, робить можливим прямий (не ітеративний) розрахунок ваг мережі. У цьому – її велика перевага в порівнянні з іншими типами нейронних мереж, які в більшості випадків використовують трудомісткі рекурентні алгоритми навчання.

Скористаємось даними з п. 5.1 для яких виконаємо моделювання та прогнозування переміщень з використанням ШНМ. Перш за все побудуємо декілька моделей за стандартною схемою МНК та оцінимо параметри найбільш розповсюджених у практиці спостереження за переміщеннями моделей: поліноміальної, експоненціальної та тригонометричної. Результати моделювання наведено на рис. 5.31-5.34.

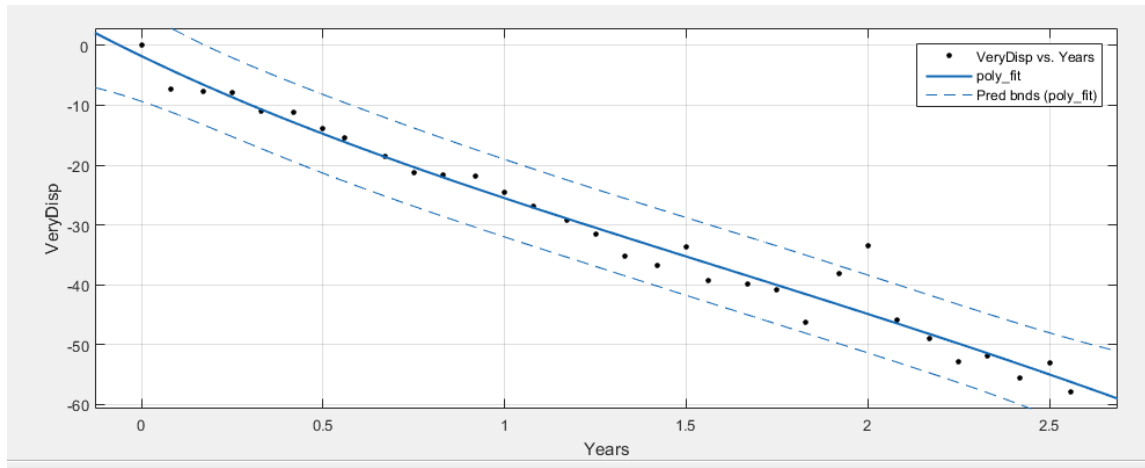


Рис. 5.31. Графік моделювання переміщень експоненціальною моделлю

Параметри моделі отримані з оцінювання наведено нижче:

General model Exp2:

$$f(x) = a \cdot \exp(b \cdot x) + c \cdot \exp(d \cdot x)$$

Coefficients (with 95% confidence bounds):

$$a = 7.529 \quad (-15.84, 30.9)$$

$$b = -0.6933 \quad (-1.955, 0.5679)$$

$$c = -38.75 \quad (-62.59, -14.91)$$

$$d = 0.2551 \quad (-0.01715, 0.5273)$$

Goodness of fit:

SSE: 259.9

R-square: 0.9686

Adjusted R-square: 0.9652

СКП: 3.0 мм

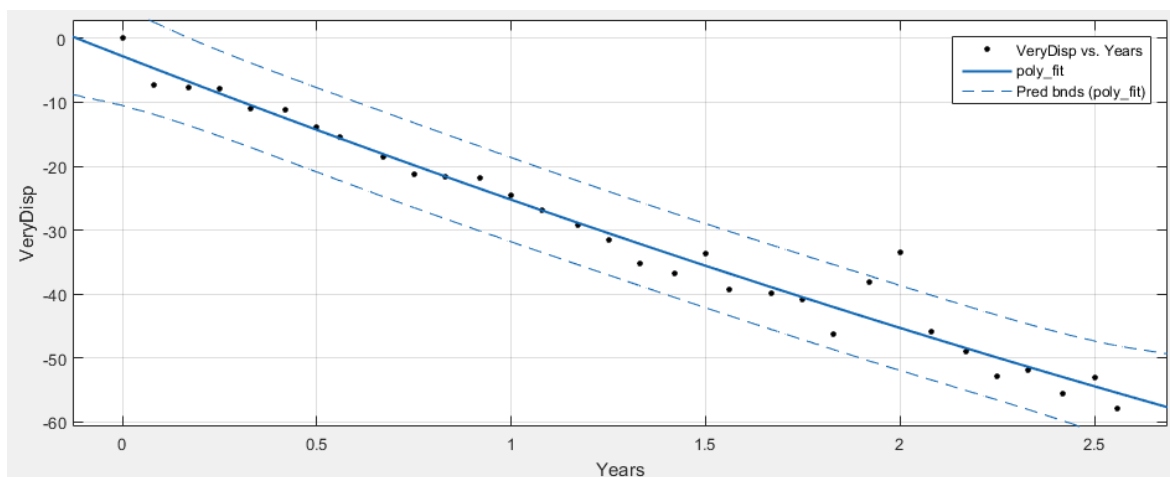


Рис. 5.32. Графік моделювання переміщень тригонометричною моделлю

Параметри моделі отримані з оцінювання наведено нижче:

General model Fourier1:

$$f(x) = a_0 + a_1 \cdot \cos(x \cdot w) + b_1 \cdot \sin(x \cdot w)$$

Coefficients (with 95% confidence bounds):

$$a_0 = 5.939e+07 \quad (-1.474e+15, 1.474e+15)$$

$$a_1 = -5.939e+07 \quad (-1.474e+15, 1.474e+15)$$

$$b_1 = 1.176e+05 \quad (-1.46e+12, 1.46e+12)$$

$$w = -0.0002011 \quad (-2495, 2495)$$

Goodness of fit:

SSE: 266.5

R-square: 0.9678

Adjusted R-square: 0.9643

СКП: 3.1 мм

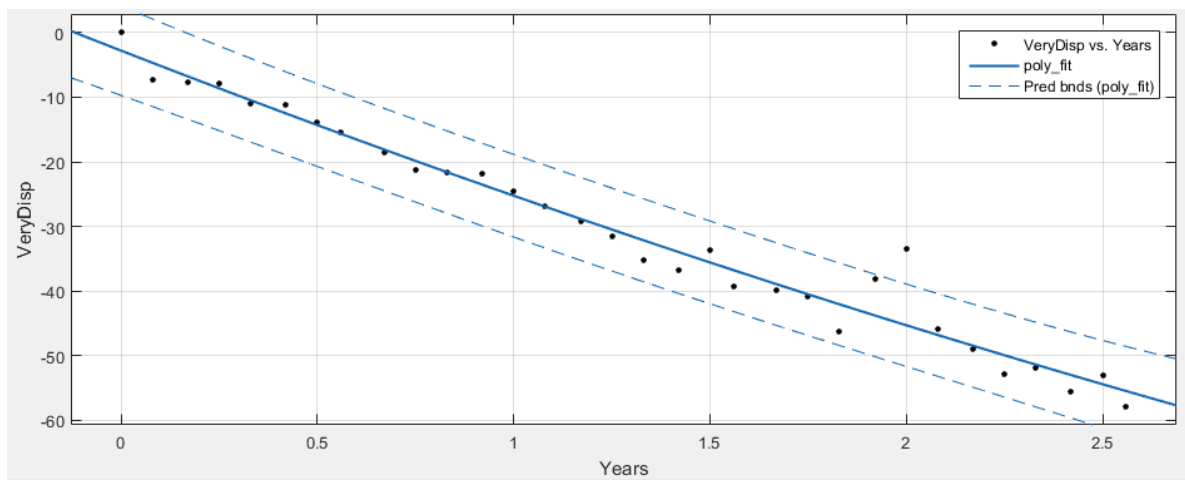


Рис. 5.33. Графік моделювання переміщень поліноміальною моделлю

Параметри моделі отримані з оцінювання наведено нижче:

Linear model Poly2:

$$f(x) = p_1 \cdot x^2 + p_2 \cdot x + p_3$$

Coefficients (with 95% confidence bounds):

$$p_1 = 1.201 \quad (-0.885, 3.286)$$

$$p_2 = -23.65 \quad (-29.21, -18.09)$$

$$p_3 = -2.779 \quad (-5.871, 0.3132)$$

Goodness of fit:

SSE: 266.5

R-square: 0.9678

Adjusted R-square: 0.9655

СКП: 3.0 мм

Попри достатньо хороші результати, одразу впадає в око той факт, що виміряні переміщення коливаються відносно модельної кривої. Підвищення степеня поліному або будь-якої іншої кривої веде до зниження точності визначення коефіцієнтів, а отже не дозволяє повною мірою моделювати фізичний процес переміщень. Використаємо стандартну нейронну мережу для моделювання переміщень. Типову схему нейронної мережі із одним прихованим шаром наведено на рис. 5.34.

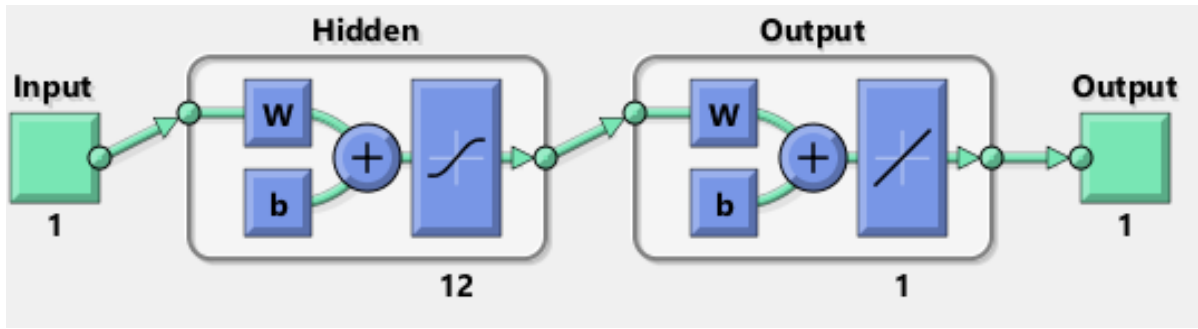


Рис. 5.34. Схема нейронної мережі

При моделюванні даних за допомогою нейронних мереж найбільш важливим питанням є визначення оптимальної кількості нейронів у прихованому шарі. Можна рекомендувати скористатися наступним виразом для розрахунку кількості нейронів:

$$\frac{mN}{1 + \log_2 N} \leq L_{\omega} \leq m \left(\frac{N}{m} + 1 \right) (n + m + 1) + m, \quad (5.48)$$

де n - кількість вхідних нейронів ($n = 1$); m - кількість вихідних нейронів ($m = 1$); N - кількість елементів у навчальній вибірці ($N = 32$); L_{ω} - кількість синаптичних ваг.

Кількість нейронів у прихованому шарі буде:

$$L = \frac{L_{\omega}}{n + m} \Rightarrow 4 \leq L \leq 52. \quad (5.49)$$

Виконаємо дослідження якості і точності моделювання вертикальних переміщень для різної кількості нейронів, побудуємо мережі з 5, 10, 15, 20, 25, 30 та 40 нейронів. Результати моделювання наведено на рис. 5.35-5.55.

Results			
	Samples	MSE	R
Training:	22	1.45862e-0	9.97399e-1
Validation:	5	21.16292e-0	9.79055e-1
Testing:	5	14.89719e-0	9.81537e-1

Рис. 5.35. Результати моделювання переміщень ШНМ на 5-ти нейронах

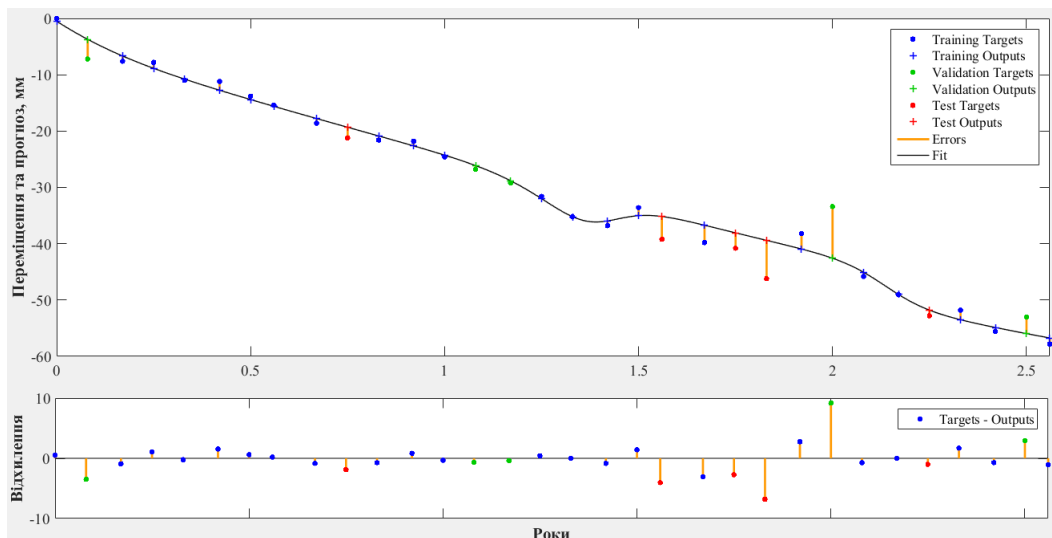


Рис. 5.36. Графік вимірених та оцінених ШНМ переміщень на 5-ти нейронах

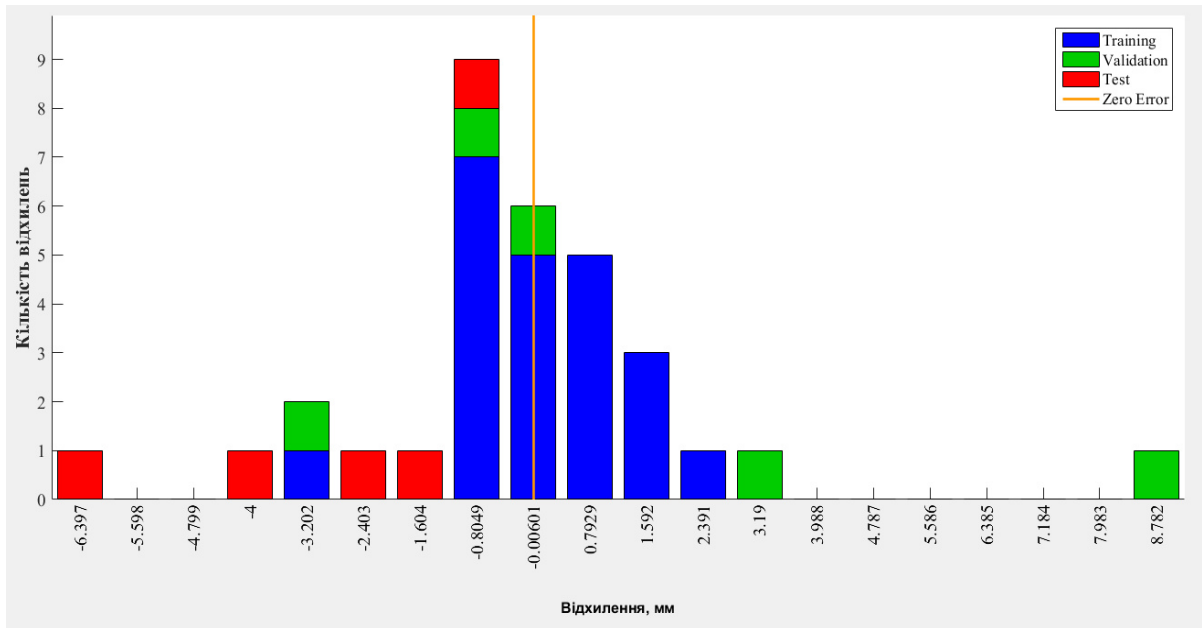


Рис. 5.37. Гістограма розподілу відхилень за результатами моделювання ШНМ на 5-ти нейронах

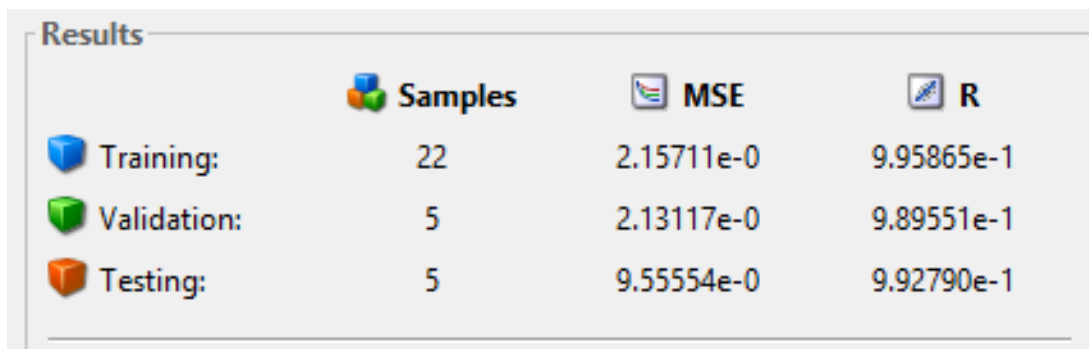


Рис. 5.38. Результати моделювання переміщень ШНМ на 10-ти нейронах

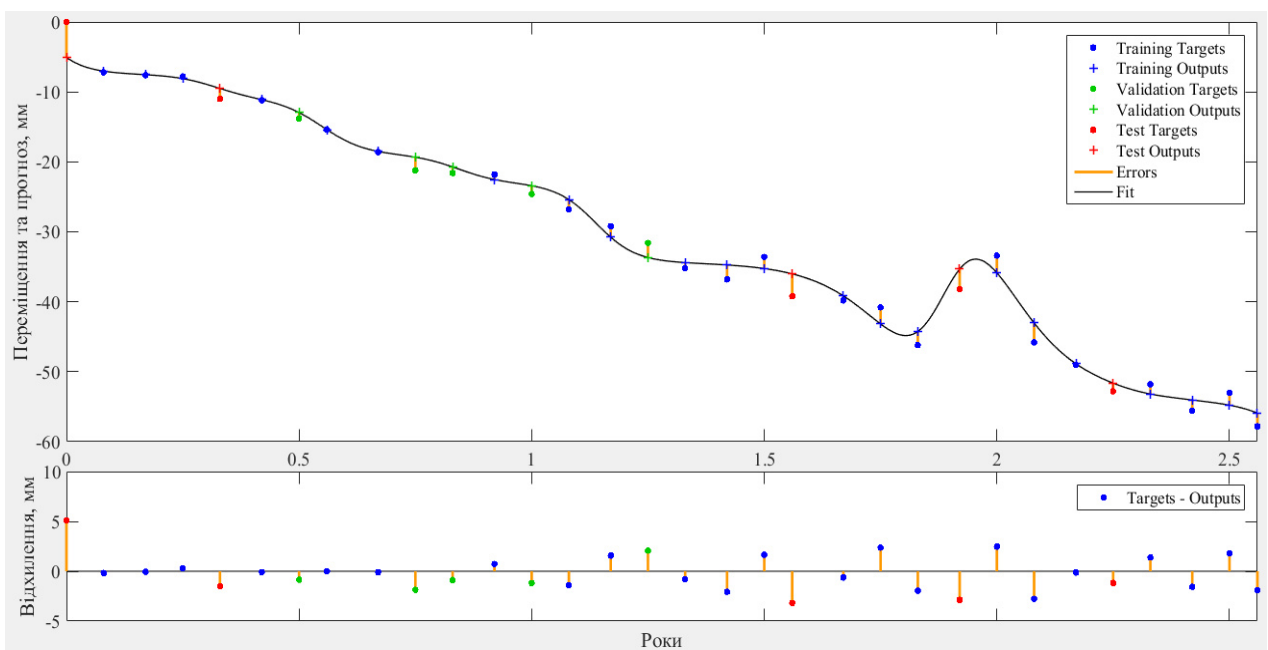


Рис. 5.39. Графік виміряних та оцінених ШНМ переміщень на 10-ти нейронах

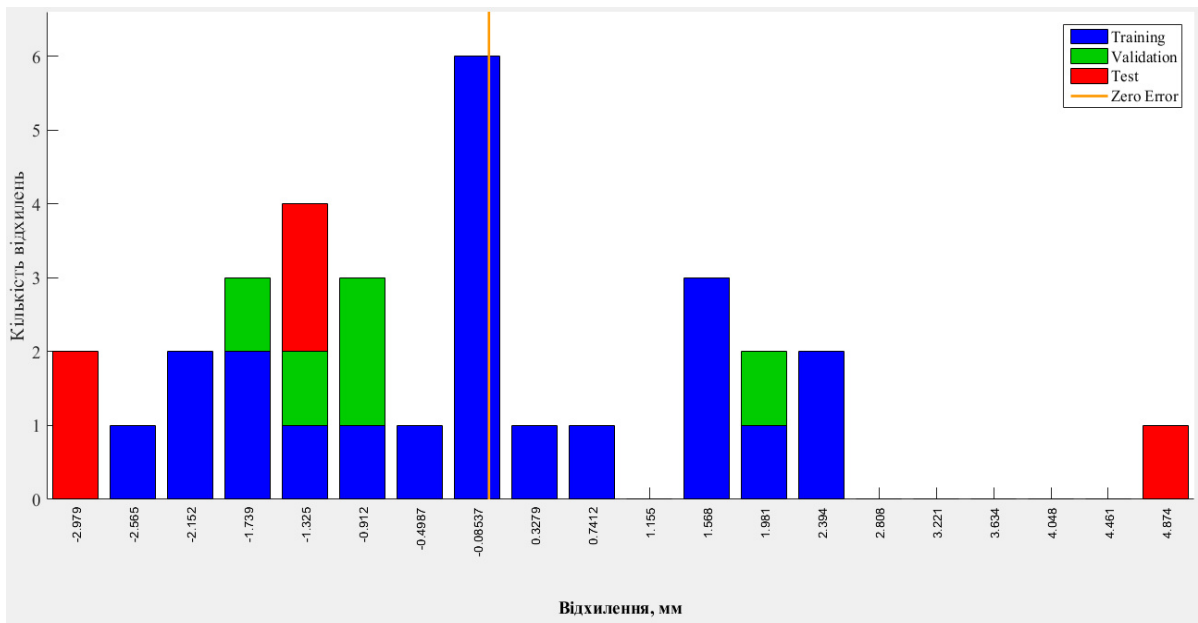


Рис. 5.40. Гістограма розподілу відхилень за результатами моделювання ШНМ на 10-ти нейронах

Results			
	Samples	MSE	R
Training:	22	4.98025e-0	9.86978e-1
Validation:	5	9.81710e-0	9.88349e-1
Testing:	5	8.57973e-0	9.96485e-1

Рис. 5.41. Результати моделювання переміщень ШНМ на 15-ти нейронах

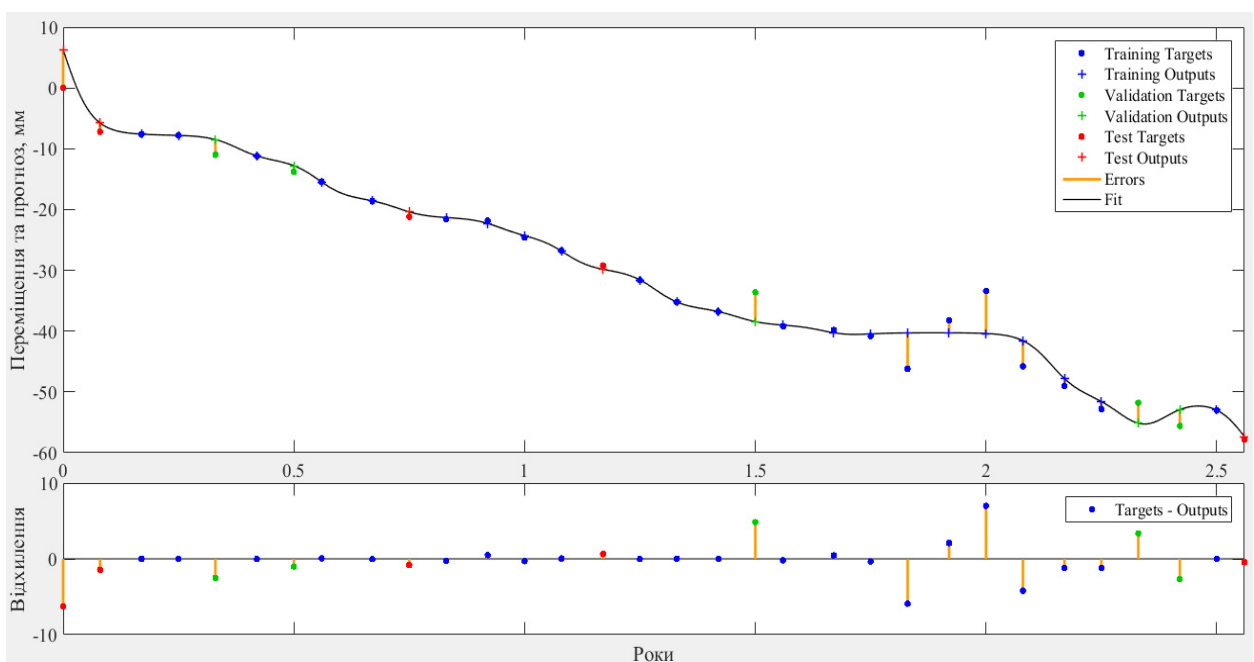


Рис. 5.42. Графік вимірних та оцінених ШНМ переміщень на 15-ти нейронах

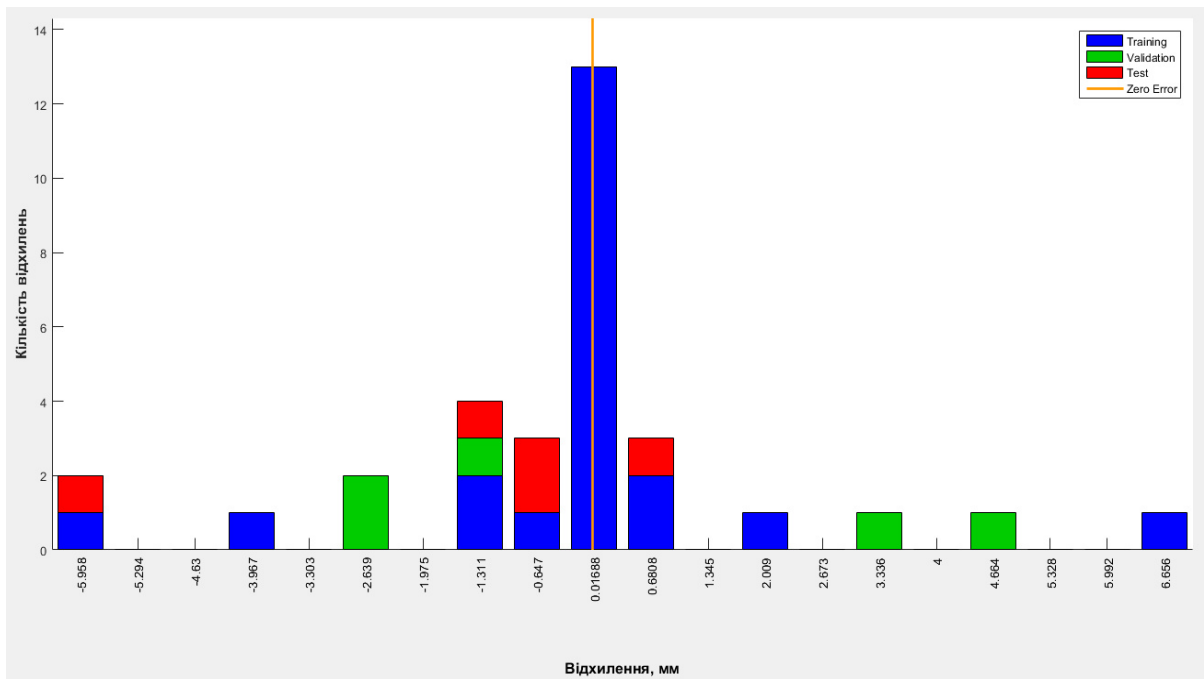


Рис. 5.43. Гістограма розподілу відхилень за результатами моделювання ШНМ на 15-ти нейронах

Results			
	Samples	MSE	R
Training:	22	1.59814e-0	9.97181e-1
Validation:	5	7.81646e-0	9.72937e-1
Testing:	5	13.26513e-0	9.76659e-1

Рис. 5.44. Результати моделювання переміщень ШНМ на 20-ти нейронах

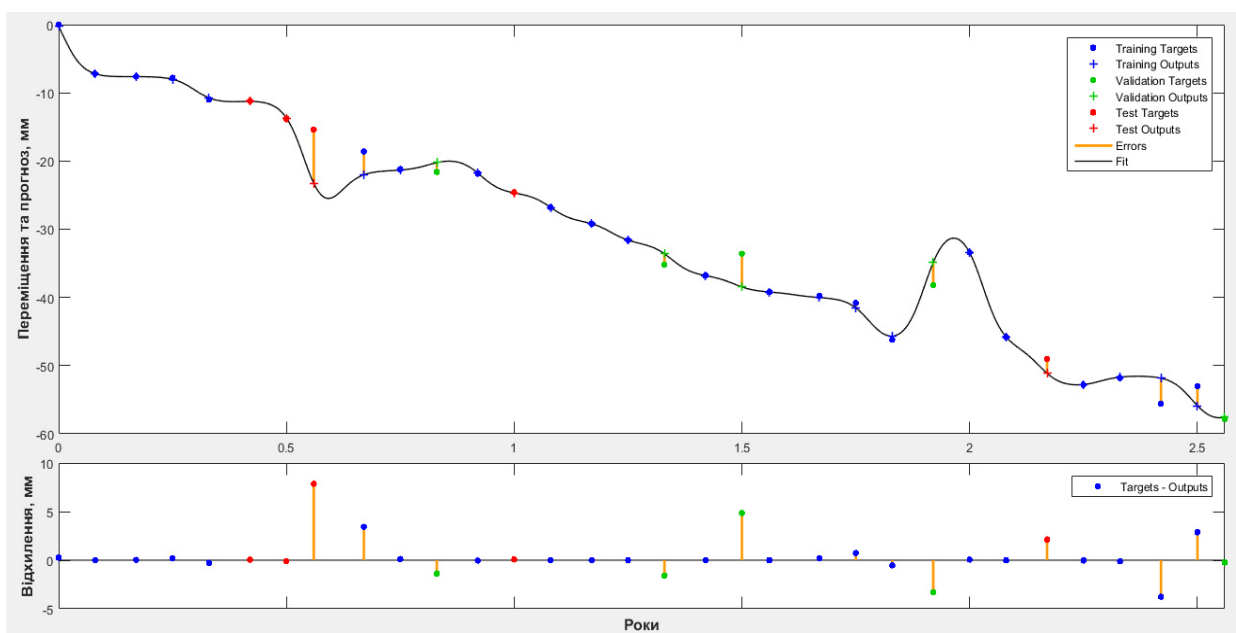


Рис. 5.45. Графік вимірних та оцінених ШНМ переміщень на 20-ти нейронах

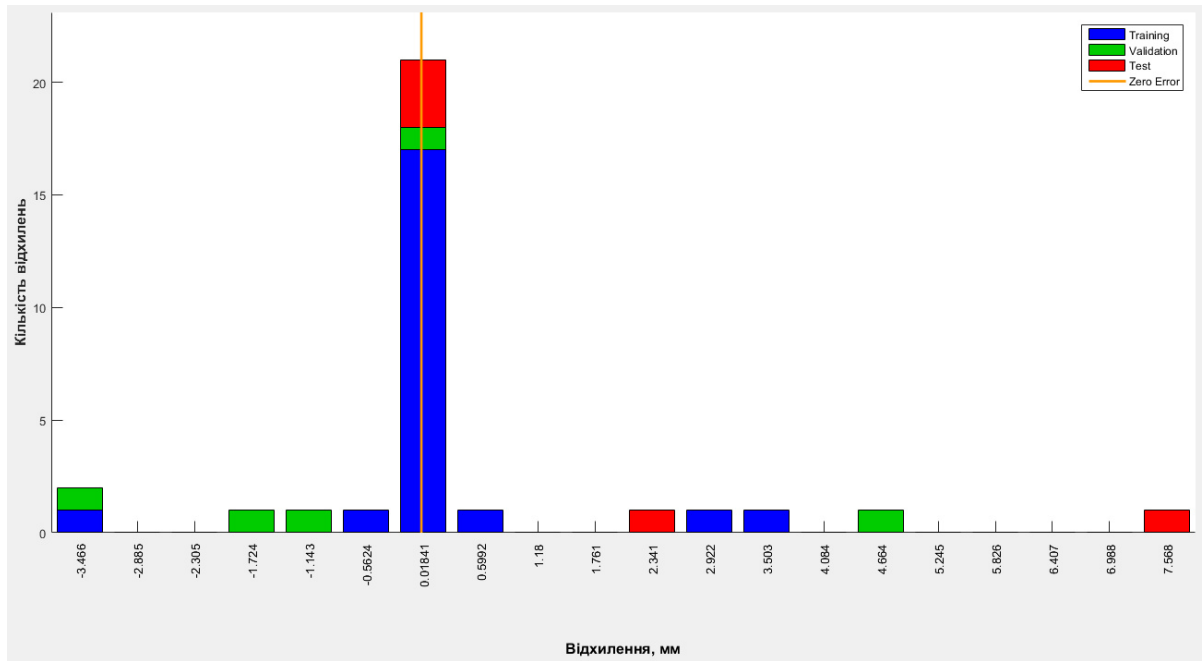


Рис. 5.46. Гістограма розподілу відхилень за результатами моделювання ШНМ на 20-ти нейронах

Results			
	Samples	MSE	R
Training:	22	1.66080e-0	9.96040e-1
Validation:	5	17.28622e-0	9.74119e-1
Testing:	5	24.87513e-0	9.81727e-1

Рис. 5.47. Результати моделювання переміщень ШНМ на 25-ти нейронах

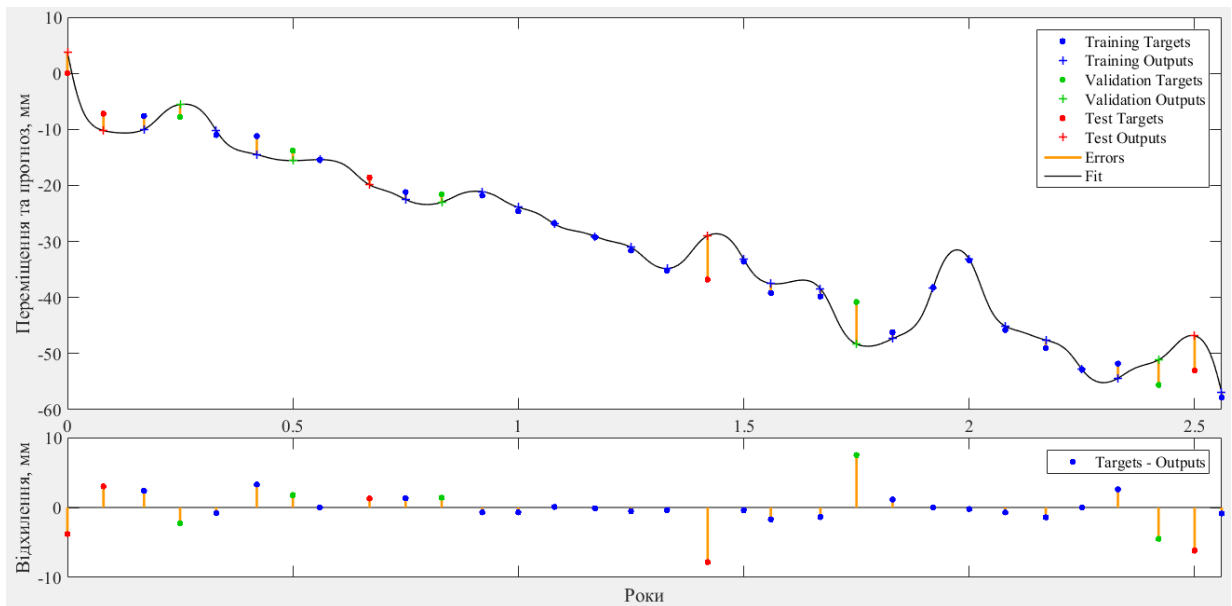


Рис. 5.48. Графік вимірних та оцінених ШНМ переміщень на 25-ти нейронах

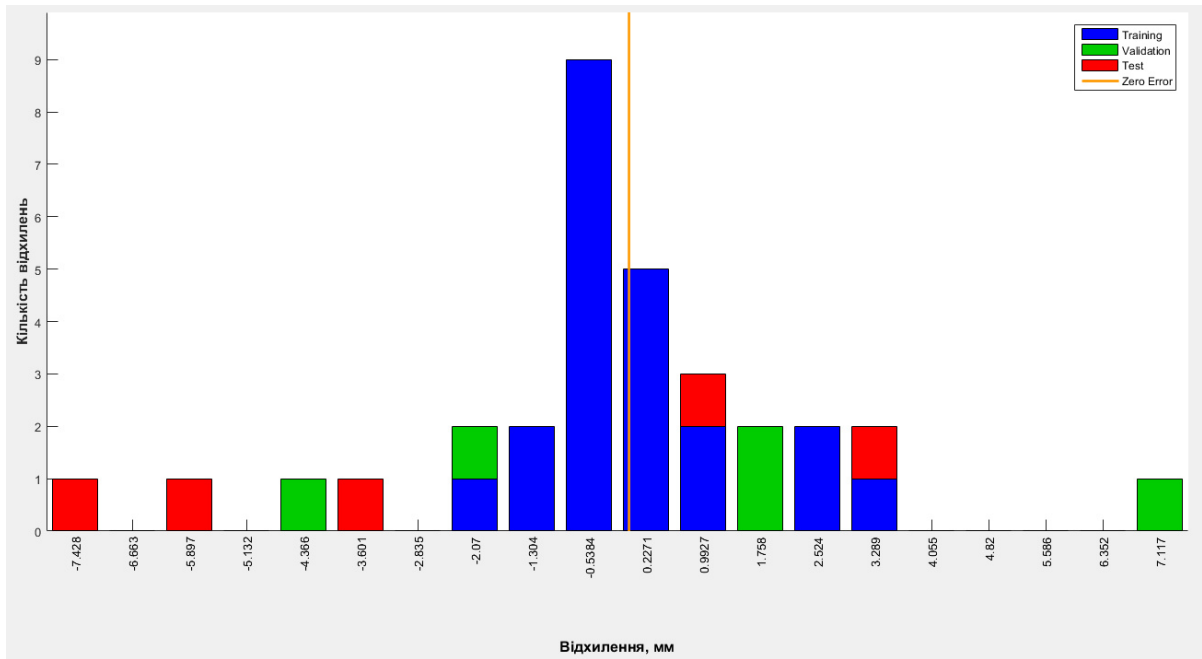


Рис. 5.49. Гістограма розподілу відхилень за результатами моделювання ШНМ на 25-ти нейронах

Results			
	Samples	MSE	R
Training:	22	6.87540e-0	9.90863e-1
Validation:	5	143.23109e-0	8.50418e-1
Testing:	5	154.03606e-0	8.80106e-1

Рис. 5.50. Результати моделювання переміщень ШНМ на 30-ти нейронах

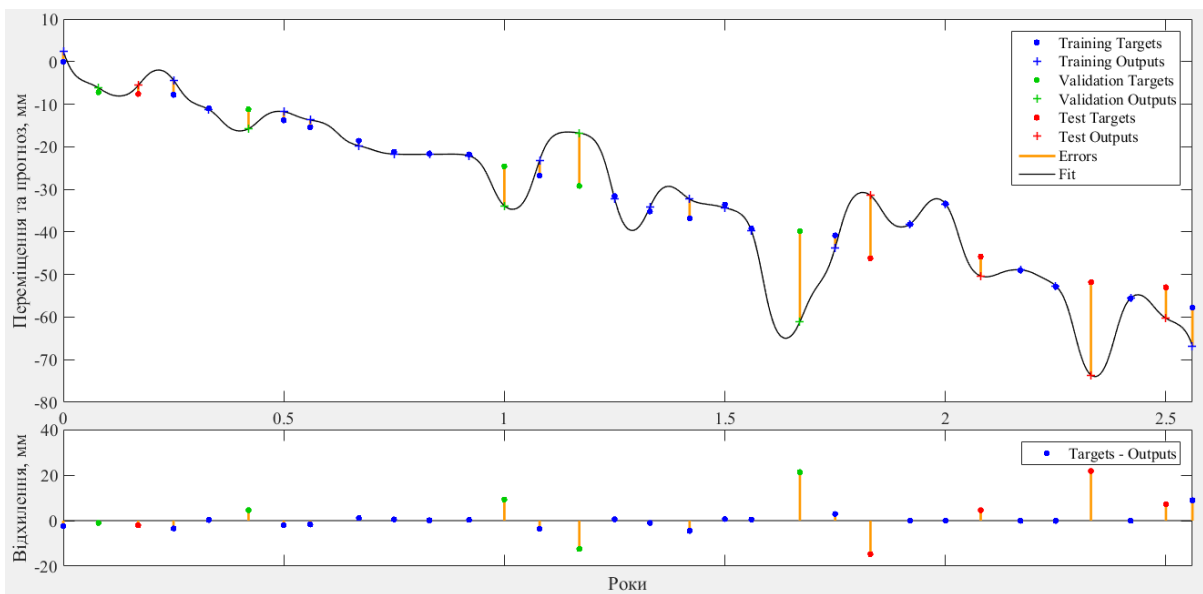


Рис. 5.51. Графік виміряних та оцінених ШНМ переміщень на 30-ти нейронах

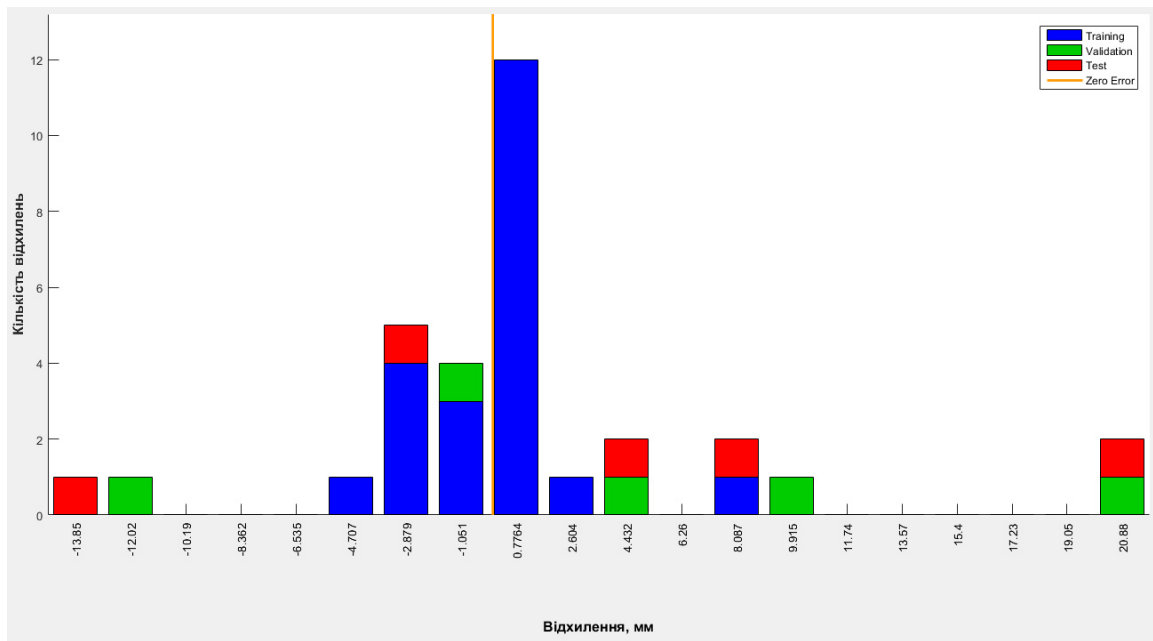


Рис. 5.52. Гістограма розподілу відхилень за результатами моделювання ШНМ на 30-ти нейронах

Results			
	Samples	MSE	R
Training:	22	4.39514e-5	9.99999e-1
Validation:	5	356.18594e-0	5.53219e-1
Testing:	5	220.52510e-0	8.57071e-1

Рис. 5.53. Результати моделювання переміщень ШНМ на 40-а нейронах

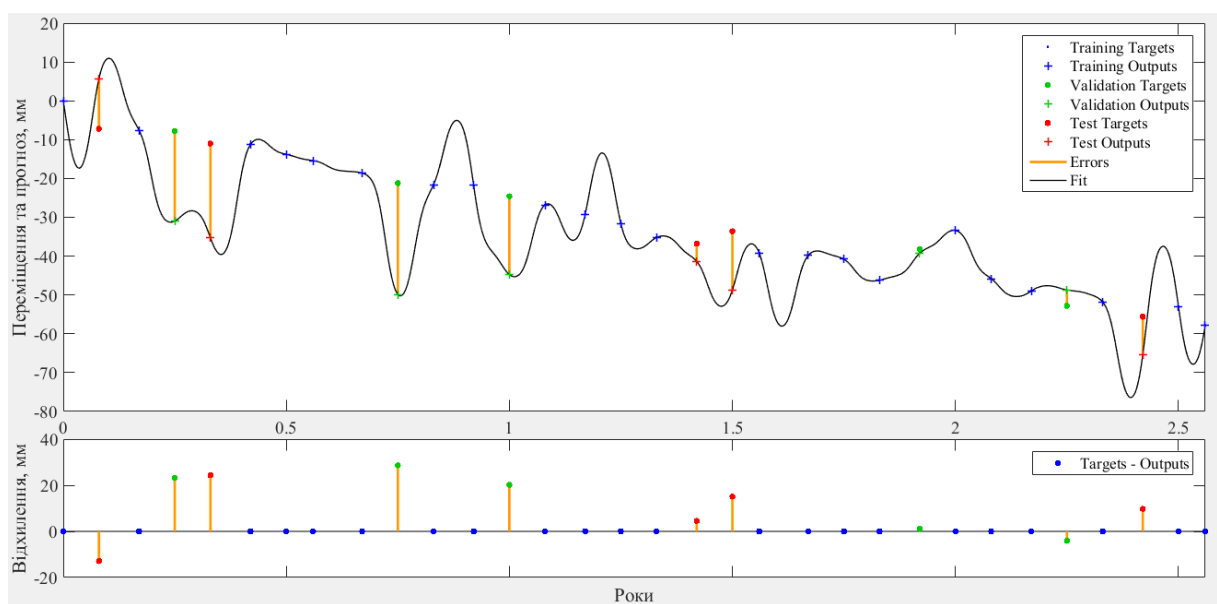


Рис. 5.54. Графік вимірних та оцінених ШНМ переміщень на 40-а нейронах

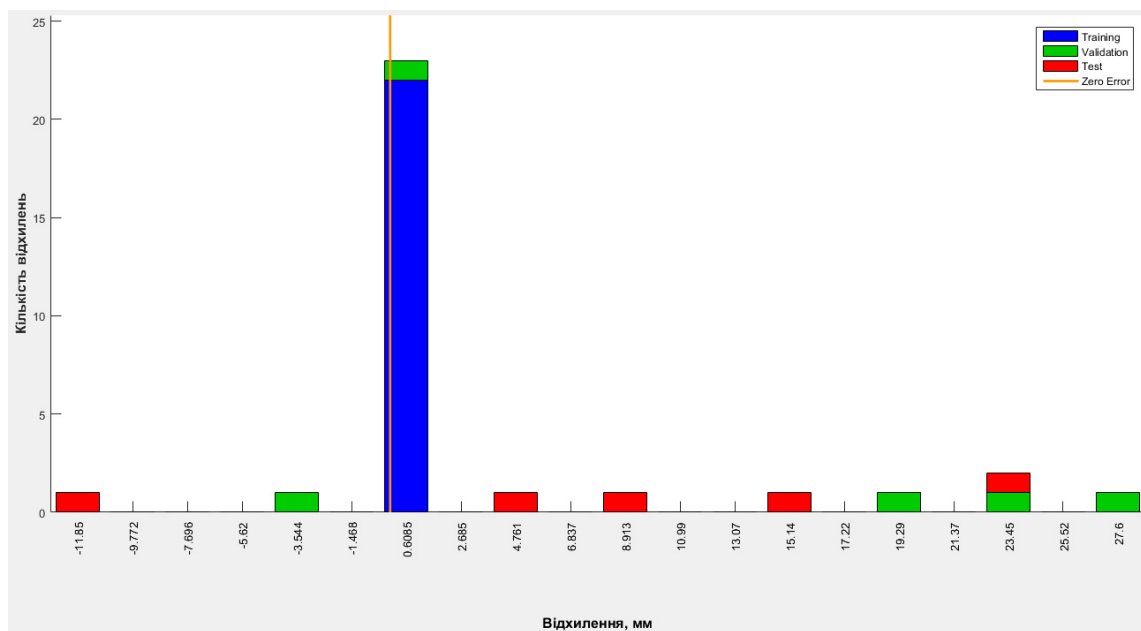


Рис. 5.55. Гістограма розподілу відхилень за результатами моделювання ШНМ на 40-а нейронах

Отримані результати дозволяють стверджувати, що оптимальною кількістю нейронів у прихованому шарі є 10. За таких умов забезпечується практично однакова точність апроксимації даних (СКП = 1,5 мм), точність підтвердження моделі (СКП = 1,5 мм) та точність перевірки моделі (СКП = 3,1 мм). При збільшенні кількості нейронів, практично необмежено підвищується точність апроксимації, проте точність перевірки моделі стрімко знижується. Для кількості нейронів рівній розміру вибірки СКП перевірки моделі перевищує 15 мм. Загалом, модель на 10-ти нейронах правильно відтворює коливальний характер деформаційного процесу і за умови включення до цієї моделі додаткових даних (коливання рівня води у водосховищі, коливання температури тощо) дозволяє найбільш повно і достовірно описати деформаційний процес.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У результаті проведеного дослідження можна зробити висновок, що геодезичне забезпечення будівництва та експлуатації висотних будівель є надзвичайно важливою складовою сучасного інженерного процесу. Зі стрімким розвитком міст, зростанням кількості висотних споруд та ускладненням архітектурних і конструктивних рішень зростають і вимоги до точності, надійності та інноваційності методів геодезичних вимірювань. Сучасні мегаполіси ставлять перед інженерами нові виклики, пов'язані з високими навантаженнями на просторову стабільність конструкцій, складними інженерно-геологічними умовами та необхідністю забезпечення довгострокової безпеки експлуатації.

Результати проведеного дослідження підтверджують, що інтеграція високоточних геодезичних технологій дозволяє якісно змінити підхід до будівництва висотних будівель і інженерних споруд. Сучасні технології, такі як ГНСС-системи, електронні тахеометри, наземне лазерне сканування, автоматизовані системи спостереження дозволяють забезпечити не лише надзвичайно високу точність побудови й монтажу об'єктів, а й створюють умови для їх безпечної й ефективної експлуатації. Зокрема, особливого значення набуває супровід будівництва ліфтових комплексів, які є критично важливими елементами висотних споруд, визначаючи їх функціональність, транспортну пропускну спроможність та комфорт експлуатації.

Геодезичне забезпечення при їх монтажі передбачає точне дотримання геометричних параметрів шахт і обладнання, що досягається шляхом впровадження інноваційних методик і стандартів, які враховують не лише геометричну точність, а й динамічні параметри конструкцій, температурні деформації, вібраційні навантаження. Одночасно з цим дедалі актуальнішим стає впровадження геодезичного моніторингу – системи постійного або періодичного контролю за станом конструкцій. Такий моніторинг дозволяє виявляти початкові ознаки деформацій, осідань, кренів чи горизонтальних зсувів, які можуть свідчити про появу небезпечних процесів, що потребують корекційних втручань.

Особливо доцільним у таких умовах є використання ГНСС-технологій, які дають змогу здійснювати просторові вимірювання незалежно від видимості між пунктами, що критично важливо в умовах щільної забудови або складного рельєфу. Супутникові методи забезпечують високий рівень точності при відносно низьких витратах та високій доступності. Завдяки розвитку технологій реального часу (RTK, PPP), розробці мережових супутникових сервісів та розширенню точності еліпсоїдних моделей поверхні землі, забезпечується значне зростання функціональних можливостей ГНСС-моніторингу.

На основі аналізу сучасних рішень у сфері автоматизованих систем геодезичного моніторингу (АСГМ) було встановлено, що ефективно використання поєднання ГНСС-приймачів, тахеометрів, нівелірів, геотехнічних і метеорологічних сенсорів дозволяє створювати високонадійні й гнучкі системи контролю за деформаціями та змінами просторового положення будівель. Важливою складовою таких систем є аналітичні комплекси, що забезпечують оперативну обробку великого обсягу даних, моделювання сценаріїв розвитку деформацій та надання інженерам оперативних рекомендацій щодо подальших рішень.

Незважаючи на різноманітність технічних рішень, найбільшу перспективу має підхід, який забезпечує гнучкість в інтеграції різних вимірювальних приладів, потужність аналітичних модулів та відкритість архітектури системи. Це створює можливості для поступового розширення функціональності моніторингових комплексів, адаптації до нових

умов експлуатації об'єктів та інтеграції додаткових типів сенсорів (інклінометри, оптичні волоконні датчики, лазерні далекоміри).

Крім того, особливої уваги заслуговує застосування новітніх математичних моделей обробки результатів моніторингу. Використання фільтра Калмана, елементів адаптивної обробки даних, а також впровадження штучних нейронних мереж дозволяє істотно підвищити достовірність виявлення небезпечних тенденцій у поведінці конструкцій та прогнозувати можливі сценарії розвитку подій. Інтеграція цифрових технологій у систему моніторингу перетворює її з системи пасивної фіксації деформацій у проактивну систему попередження аварій.

Усі ці фактори вказують на те, що сучасне геодезичне забезпечення повинно бути не лише точним і технічно досконалим, а й глибоко інтегрованим у весь життєвий цикл будівельного об'єкта – від проєктування до експлуатації та моніторингу. Створена в межах цієї роботи методична та технічна база дозволяє сформуванню нової якості управління будівельними об'єктами, орієнтовану на довгострокову стійкість, ресурсну ефективність та високий рівень технологічної адаптивності до складних умов функціонування у сучасних урбанізованих середовищах.

ЖИТЕПАТЫПА

1. Adeniyi I. GPS Time Series Land Slide Monitoring using a Weighted Extended Kalman Filtering with a DIA Procedure // Shaping the Change XXIII FIG Congress, TS 29 – Land Slide Control and Monitoring Surveys, Munich, Germany, October 8-13, 2006 pp. 1-11
2. Ali R., Cross P., Ali El-Sharkawi A. High Accuracy Real-time Dam Monitoring Using Low-Cost GPS Equipment. // From Pharaohs to Geoinformatics FIG Working Week 2005 and GSDI-8, TS 43 – Deformation Measurement and Analysis, Cairo, Egypt, April 16-21, 2005 pp. 1-20.
3. Banyai L. Rigorous 3D Integrated Adjustment of GPS Baselines, Geodetic Total Station and Levelling Measurements // Bridging the Gap Between Cultures FIG Working Week 2011, TS01E – Deformation Monitoring, Marrakech, Morocco, 18-22 May 2011 pp. 1-14.
4. Baraka M.A., El-Shazly E.H. Monitoring Bridge Deformations During Static Loading Tests Using GPS // From Pharaohs to Geoinformatics FIG Working Week 2005 and GSDI-8, TS 40 – Deformation Measurement and Analysis, Cairo, Egypt, April 16-21, 2005 pp. 1-10.
5. Bond J., Chrzanowski A., Kim D., Bringing GPS into harsh environments for fully automated deformation monitoring GPS. // Solutions (2008) 12, pp. 1–11.
6. Brownjohn J., Rizos C., Tan G-H., Pan T-C. Real-Time Long-Term Monitoring of Static and Dynamic Displacements of an Office Tower, Combining RTK GPS and Accelerometer Data // 1st FIG International Symposium on Engineering Surveys for Construction Works and Structural Engineering, Session 1 - Surveying in Construction Nottingham, United Kingdom, 28 June – 1 July 2004, pp. 1-15.
7. Cazzaniga N.E., Pinto L., Forlani G., Abruzzi P. Monitoring Oscillations of Slender Structures with GPS and Accelerometers // From Pharaohs to Geoinformatics FIG Working Week 2005 and GSDI-8, TS 22 – New Measurement Technology and Its Application to Archaeological and Engineering Surveys, Cairo, Egypt, April 16-21, 2005 pp. 1-15.
8. Constantin-Octavian A. 3D affine coordinate transformations Master's of Science Thesis in Geodesy, School of Architecture and the Built Environment Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden March 2006, 63p.
9. Cosser E., Roberts G.W., Meng X., Dodson A. Single Frequency GPS for Bridge Deflection Monitoring: Progress and Results // 1st FIG International Symposium on Engineering Surveys for Construction Works and Structural Engineering, Session 4 - Structural Health Monitoring of Bridges, Nottingham, United Kingdom, 28 June – 1 July 2004, pp. 1-13.
10. Cranenbroeck J., Brown N. Networking Motorized Total Stations and GPS Receivers for Deformation Measurements. // FIG Working Week 2004, TS16 Deformation Measurements and Analysis I, Athens, Greece, May 22-27, 2004, pp. 1-15.
11. Cranenbroeck van J. State of the Art in Structural Geodetic Monitoring Solutions for Hydro Power Dams // Bridging the Gap Between Cultures FIG Working Week 2011, TS01E – Deformation Monitoring, Marrakech, Morocco, 18-22 May 2011 pp. 1-18.
12. Dai L., Wang J., Rizos C., Han S. Applications of pseudolites in deformation monitoring systems. // 10th FIG International Symposium on Deformation Measurements 19 – 22 March 2001, Orange, California, USA, pp. 11-22.

13. Ding K., Liu D., Nu C. Impacts of Correlation between Baselines on the Adjustment of GPS Control Network / 1st FIG International Symposium on Engineering Surveys for Construction Works and Structural Engineering Nottingham, United Kingdom, 28 June-1 July 2004.
14. Ding X.L., Dai W.J., Zhang Q., Wang L., Yang W.T., Zhou X.W., Lam J. Application of Multi-Antenna GPS Technology in Monitoring Stability of Slopes. // Strategic Integration of Surveying Services FIG Working Week 2007, TS 3F – Subsidence and Landslide Monitoring, Hong Kong SAR, China, 13-17 May 2007, pp. 1-11.
15. Erol S., Erol B., Ayan T., Tait M. 1D and 3D Analyses of Deformations in Engineering Structures using GPS and Terrestrial Data. // INGENEO 2004 and FIG Regional Central and Eastern European Conference on Engineering Surveying, TS1 – Data Processing, Bratislava, Slovakia, November 11-13, 2004, pp. 1-9.
16. Анненков А. А. Моніторинг великих спортивних споруд на прикладі стадіону «Донбас-Арена». Наукові праці Донецького національного технічного університету. Серія: гірничо-геологічна. 2013. Вип. №1(18). С. 56-60.
17. Анненков А. О. Нормування точності геодезичних робіт при будівництві висотних споруд. Інженерна геодезія. 2010. Вип. 55. С. 11-14.
18. Анненков А. А. Дослідження умов виконання геодезичних робіт у реакторних відділеннях атомних електростанцій. Наукові праці Донецького національного технічного університету. Серія: гірничо-геологічна. 2009. Вип. 9(143). С. 47-50.
19. Анненков А. А. Дослідження впливу болтових з'єднань на деформації опор ЛЕП у процесі випробувань. Інженерна геодезія. – К.: КНУБА. – 2001. – Вип. 45. – С. 3-6.
20. Анненков А. А. Моніторинг великих спортивних споруд на прикладі стадіону «Донбас-Арена». Наукові праці Донецького національного технічного університету. Серія: гірничо-геологічна. 2013. Вип. №1(18). С. 56-60.
21. Анненков А. А. Нормування точності геодезичних робіт при будівництві висотних споруд. Інженерна геодезія. 2010. Вип. 55. С. 11-14.
22. Анненков А. А. Розробка методики дослідження деформацій силової підлоги Донбаського випробувального полігона. Інженерна геодезія. – К.: КНУБА. – 2002. – Вип. 46. – С. 3-7.
23. Анненков А. А., Бобровський В. А., Трапезников Д. В. Дослідження точності методу похилого проєктування при випробуванні висотних споруд вежового типу. Вісник ДонДАБА. – 2002. – №2002-3(34). – Т. 2. – С. 29.
24. Анненков А. А., Трапезников Д. В., Абакумов І. І., Бобровський В. А., Чирва А. С. Дослідження впливу вітрового навантаження на деформації опор ЛЕП у процесі експлуатації. Вісник ДонДАБА. – 2001. – №2001-3(28). – Т. 1. – С. 73-75.
25. Анненков А. О. Комплексний підхід до досліджень деформацій висотних опор ЛЕП в умовах випробувань і експлуатації: дис. канд. техн. наук: 05.24.01 / Київський національний університет будівництва і архітектури. – К., 2003. – 16 с.
26. Антонович К. М. Використання супутникових радіонавігаційних систем у геодезії. Т. 1. – Наукове видання. – Новосибірськ: Наука, 2005. – 334 с.
27. Астащенко Г. Г. Геодезичні роботи під час експлуатації великогабаритного промислового обладнання. – М.: Недра, 1986. – 151 с.

28. Баран П. І. Геодезичні роботи при монтажі та експлуатації обладнання. – М.: Недра, 1990. – 234 с.
29. Баран П. І. Застосування геодезичних засічок, їх узагальнені схеми та способи машинного розв'язання. – М.: Недра, 1986. – 166 с.
30. Баран П. І., Ільїна С. І. Досвід застосування просторової кутової засічки з лазерною індикацією цілі при вивченні деформацій мембранного покриття. – Інженерна геодезія. – Вип. 2, 1982.
31. Баран П. І., Колесник І. М. Редукційний метод визначення зміщення точок споруд у просторі. – Геодезія і картографія, № 8, 1983.
32. Баран П. І., Шелест В. П. Оптимізація рихтування підкранових рейок методами математичного програмування. – Інженерна геодезія. – Вип. 19, 1976. – С. 3-10.
33. Баран П. І. Оптимізація розміщення осей ліфтового обладнання в шахті. – Інженерна геодезія. – Вип. 20, 1977. – С. 53-59.
34. Баран П. І. Геодезичні роботи при монтажі і експлуатації обладнання. – М.: Недра, 1990. – 234 с.
35. Баран П. І. Сучасні методи і прилади для геодезичного забезпечення будівельно-монтажних робіт. – Київ: Товариство «Знання» УРСР, 1981. – 22 с.
36. Бікташев М. Д. Вежові споруди. Геодезичний аналіз осідання, крену та загальної стійкості положення. – Вид-во асоціації будівельних вишів, 2006. – 376 с.
37. Боровий В. О., Борисюк Л. В., Бурачек В. Г. Автоматизація геодезичних вимірювань. За ред. Борового В. О. – Чернігів: КП «Видавництво-Чернігівські береги», 2004. – 368 с.
38. Буш В. В., Калугін В. В., Саар А. Н. Геодезичні роботи при будівництві споруд вежового типу. – М.: Недра, 1985. – 216 с.
39. Васютинський І. Ю., Рязанцев Г. Є., Ямбаєв Х. К. Геодезичні прилади при будівельно-монтажних роботах. – М.: Недра, 1981. – 215 с.
40. Видуєв Н. Г., Войтенко С. П. Будівельна метрологія. Теорія допусків і посадок. – К.: КІСІ, 1968. – 124 с.
41. Власенко В. В., Крячок С. Д. Особливості геодезичних розмічувальних робіт у монолітно-каркасному будівництві. // Вісник геодезії та картографії. – 2008. – № 2. – С. 10–15.
42. Власенко Є. П. Розробка методики створення розбивочної основи на монтажному горизонті висотних будівель: автореф. дис. канд. техн. наук. – МІПАіК, 2009. – 24 с.
43. Войтенко С. П. Інженерна геодезія: підручник. – К.: Знання, 2009. – 557 с.
44. Войтенко С. П. Принципи розрахунку точності геодезичних робіт при монтажі елементів будівельних конструкцій і технологічного обладнання. // Зб. «Геодезичне забезпечення будівництва, монтажу та експлуатації інженерних споруд». – ЦНДІГАіК, 1988. – С. 61–65.
45. ВСН 210-80. Інструкція з монтажу ліфтів. Міністерство монтажних і спеціальних будівельних робіт СРСР. – 270 с.
46. Висотні розбивочні роботи в будівництві / Поліщук Ю. В. – Київ: Будівельник, 1980. – 104 с.
47. Геодезичні розбивочні роботи / Видуєв Н. Г., Баран П. І., Войтенко С. П. та ін. – М.: Недра, 1973. – 216 с.

48. Геодезичні роботи при будівництві мостів / Грузинов В. В., Малковський О. М., Петров В. Д.; за ред. Коугія В. А. – М.: Недра, 1986. – 346 с.
49. Горохов А. А., Балацький К. К. Інформаційні технології. Проектування креслень із використанням програми АРМ WinMachine: навч. посіб. – Кемерово: Кемеровський технол. ін-т харч. промисловості, 2006. – 86 с.
50. Даниленко Т. С. Організація та виконання геодезичних робіт при великому будівництві. – М.: Недра, 1975. – 300 с.
51. ДБН В.1.3-07:2010. Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Геодезичні роботи у будівництві. – К.: Мінрегіонбуд, 2010.
52. Єгоров О. І. Обґрунтування точності геодезичних робіт при будівництві і експлуатації споруд вежового типу на основі напружено-деформованого стану: дис. канд. техн. наук: 05.24.01 – 2001.
53. Жуков Б. М. Геодезичний контроль споруд і обладнання промислових підприємств: монографія. – Новосибірськ: СГГА, 2003. – 356 с.
54. Жуков Б. М. Завдання нормування точності вимірювань під час виготовлення, монтажу й експлуатації обладнання та деякі шляхи їх розв'язання. // Зб. «Геодезичні роботи при монтажі та експлуатації технологічного обладнання». – Новосибірськ: НДІГАіК, 1982. – С. 10–17.
55. Жуков Б. М. Керівництво з геодезичного контролю споруд і обладнання промислових підприємств під час їх експлуатації. – Новосибірськ: СГГА, 2004. – 376 с.
56. Жуков Б. М., Карпик А. П. Геодезичний контроль інженерних об'єктів промислових підприємств і цивільних комплексів. – Новосибірськ: СГГА, 2006. – 118 с.
57. Зацаринний А. В. Автоматизація високоточних інженерно-геодезичних вимірювань. – М.: Недра, 1976.
58. Збірник інструкцій ВСН 210-80. Інструкція з монтажу ліфтів. – М.: Мінмонтажспецбуд СРСР, 1980. – 270 с.
59. Інтулов І. П. Інженерна геодезія у будівельному виробництві. – Воронежський держ. архіт.-буд. ун-т, 2004. – 329 с.
60. Климов О. Д., Калугін В. В., Писаренко В. К. Практикум з прикладної геодезії. Вишукування, проектування і зведення інженерних споруд. – М.: ІД «Альянс», 2008. – 271 с.
61. Ключин Є. Б., Заки Мохамед Зейдан Ель-Шейха, Власенко Є. П. Створення планової розбивочної основи на монтажному горизонті при будівництві багатоповерхових будівель. // Відомості вишів. Геодезія і аерофотозйомка. – №6, 2009.
62. Ключин Є. Б., Міхелєв Д. Ш., Барков Д. П. та ін. Практикум з прикладної геодезії: геодезичне забезпечення будівництва й експлуатації інженерних споруд. – М.: Недра, 1993. – 275 с.
63. Колесніков А. В., Рябцев В. В., Соловей П. І., Переварюха А. М., Анненков А. А. Дослідження впливу різних факторів на точність визначення деформацій опор ЛЕП в природних умовах випробувального полігона ДонДАСА. // Вісник ДонДАБА. – Вип. 99–4(18). – 1999. – С. 58.
64. Кузьмін В. І. Геодезичний контроль вертикальності та габаритів ліфтових шахт. // Інженерна геодезія. – 1988. – №31. – С. 35–37.
65. Лазерні геодезичні прилади в будівництві / Грузинов В. В., Іваніщев В. І., Коугія В. А. та ін. – М.: Недра, 1977.

66. Лазерні геодезичні прилади в будівництві / За ред. В. С. Ситника. – М.: Стройиздат, 1988. – 201 с.
67. Левчук Г. П., Новак В. Є., Лебедєв М. М. Прикладна геодезія. Геодезичні роботи при вишукуваннях і будівництві інженерних споруд. За ред. Г. П. Левчука. – М.: Недра, 1983. – 400 с.
68. Ліфти електричні вантажні малі. Основні параметри та розміри. ГОСТ 8824-84. – М.: Госстройиздат, 1984.
69. Ліфти електричні вантажні. Основні параметри та розміри. ГОСТ 8823-83. – М.: Госстройиздат, 1983.
70. Ліфти електричні пасажирські й вантажні. Правила організації, виконання та приймання монтажних робіт. ГОСТ 22845-85. – М.: Госстройиздат, 1986.
71. Ліфти електричні пасажирські й вантажні. Правила організації, виконання та приймання монтажних робіт. – М.: Госстройиздат, 1986.
72. Лобов М. І., Анненков А. А. Застосування математичного моделювання при дослідженні деформацій висотних споруд. // Вісник ДонДАБА. – 2001. – №2000-1(21). – С. 134–137.
73. Лобов М. І., Анненков А. А. Застосування математичного моделювання при дослідженні деформацій висотних споруд. // Вісник ДонДАБА. – 2001. – №2000-1(21). – С. 134–137.
74. Лобов М. І., Анненков А. А. Створення геодезичного обґрунтування для Донбаського випробувального полігона висотних споруд вежового типу. // Інженерна геодезія. – К.: КНУБА. – 2002. – Вип. 47. – С. 76–82.
75. Лобов М. І., Анненков А. А., Переварюха А. М., Маликов С. С., Товстенко Р. І. Організація геодезичного моніторингу великих об'єктів на підроблюваних територіях. // Інженерна геодезія. – Вип. 58. – 2012. – С. 17–27.
76. Лобов М. І., Соловей П. І., Анненков А. А., Волощук О. В., Морозова Т. В. Дослідження точності вимірювання деформацій опор ліній електропередач під час випробувань. // Інженерна геодезія. – К.: КНУБА. – 1999. – Вип. 41. – С. 110–113.
77. Лобов М. І., Соловей П. І., Анненков А. А., Переварюха А. М. Дослідження деформацій висотних споруд вежового типу під впливом зовнішніх факторів. // Вісник ДонДАБА. – 2001. – №2001-5(30). – С. 42–48.
78. Лобов М. І., Соловей П. І., Переварюха А. М., Анненков А. А. Розробка геодезичного обґрунтування Донбаського випробувального полігона електромережєвих конструкцій. // Зб. «Сучасні проблеми будівництва» / ПромстройНДІпроект. – Донбас. – 1997. – С. 209–211.
79. Лук'янов В. Ф. Дослідження та аналіз похибок геодезичних робіт при зведенні висотних будівель із збірних елементів: автореф. дис. канд. техн. наук. – МІПАіК, 1969.
80. Лук'янов В. Ф. Розрахунки точності інженерно-геодезичних робіт. – М.: Недра, 1981. – 285 с.
81. Манухін С. Б., Нелідов І. К. Улаштування, технічне обслуговування і ремонт ліфтів. – Вид. центр «Академія», 2004. – 336 с.
82. МДС 11-19.2009. Тимчасові рекомендації щодо організації технології геодезичного забезпечення якості будівництва багатофункціональних висотних будівель. – Москва, 2009.

83. Методи і прилади високоточних геодезичних вимірювань у будівництві. За ред. В. Д. Большакова. – М.: Недра, 1976. – 335 с.
84. Неумівакін Ю. К., Сухов А. М., Шмелін Н. А. Геодезичний контроль якості будівельно-монтажних робіт. – М.: Стройиздат, 1988. – 224 с.
85. Постанова Держтехнагляду РФ від 16 травня 2003 р. №31 «Про затвердження Правил улаштування та безпечної експлуатації ліфтів».
86. Прудников Г.Г. Про точність геодезичних побудов при зведенні висотних збірних будівель. Автореферат канд. техн. наук.
87. Раїнкін В.Я. Геодезичні роботи при будівництві і експлуатації споруд баштового типу. Автореферат канд. техн. наук.
88. Ситник В.С. Основи розрахунку і аналізу точності геодезичних вимірювань у будівництві.
89. Сучасне висотне будівництво. Монографія.
90. Сучасне висотне будівництво. Монографія.
91. Соловей П.І., Анненков А.А. З досвіду спостережень за деформаціями об'єктів в умовах підробки. Інженерна геодезія. – Вип.42. – С.190-194.
92. Довідник з інженерної геодезії / Під ред. Н.Г. Відуєва.
93. Довідник з загальнобудівельних робіт. Геодезичні роботи в будівництві. Під ред. В.Н. Ганьшина. В.Н. Ганьшин, Б.І. Коськов, Л.С. Хренов та ін.
94. Субботін І.Є., Баран П.І., Войтенко С.П. Інженерно-геодезичні роботи при будівництві і експлуатації споруд лінійного типу з використанням лазерної техніки.
95. Сундаков Я.А. Геодезичні роботи при зведенні великих промислових споруд і висотних будівель.
96. Ситник В.С., Ключин Є.Б. Геодезичний контроль точності зведення монолітних будівель і споруд.
97. Теорія і практика автоматизації високоточних вимірювань у прикладній геодезії / Під ред. В.П. Савіних.
98. Федосєєв Ю., Найдєнко В. Проблеми геодезичного забезпечення будівництва і експлуатації сучасних висотних будівель і унікальних споруд. // Інженерні вишукування, №3, с. 54-57.
99. Хейз Д. Геодезичне забезпечення зведення хмарочоса Burj Dubai // Геопрофі. – №6. – С. 8–13.
100. Чмчян Т.Т. Геодезичні роботи на будівельному майданчику (житлово-цивільні будівлі та споруди).
101. Шварєв М. Бігаючі сходинки // Будівництво і реконструкція. – №1-2. – С. 36.
102. Шульц Р.В., Анненков А.О. Сучасна концепція застосування GNSS-технологій при вирішенні задач геодезичного моніторингу інженерних споруд. Містобудування та територіальне планування. Вип. 47. С. 702-710.
103. Шульц Р.В. Розрахунок параметрів наземного лазерного сканування // Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва. – Вип. I (19). – С. 166–169.
104. Ямбаєв Х.К. Геодезичний контроль прямолінійності та співвісності у будівництві.
105. Ямбаєв Х.К. Спеціальні прилади для інженерно-геодезичних робіт.

106. Ямбаев Х.К., Рязанцев Г.С. Розробка та впровадження високоточних геодезичних вимірювань у проектування та експлуатацію унікальних інженерних споруд Росії. – Міжнародна наук.-техн. конф., присвячена 225-річчю МІПАіК.

107. Яндров І.А. Дослідження і розробка координатного методу розбивочних робіт у будівництві.

Наукове видання

Авторський колектив

СУЧАСНІ МЕТОДИ ГЕОДЕЗИЧНОГО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ БУДІВНИЦТВА І
МОНІТОРИНГУ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ ТА ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД

Монографія

В авторській редакції

Формат 60×84/8 Папір офсетний 80гр/м2.
Друк цифровий Гарнітура Times New Roman
Ум. друк. арк.11.85 Обл.-вид. арк.8,52
Наклад 50 прим.

Підписано до друку 27.06.2025
Друк ПП «Сердюк В.Л.» Свідоцтво про внесення
до державного реєстру видавців, виготівників
та розповсюджувачів видавничої продукції
Серія ДК № 3360 від 30.12.2008 р.