

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ОДЕСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ ЕКОЛОГІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

О. М. ГРИБ, Т. В. ГРАЩЕНКОВА

ГЕОДЕЗІЯ
(частина 2)

Конспект лекцій

Одеса
Одеський державний екологічний університет
2023

УДК 528
Г 82

Гриб О. М., Гращенко Т. В.

Г 82 Геодезія (частина 2): конспект лекцій. Одеса: Одеський державний екологічний університет, 2023. 206 с.

ISBN 978-966-186-265-3

Конспект лекцій з дисципліни «Геодезія» (частина 2) включає матеріал наступних десяти тем теоретичної підготовки студентів: 1 – геодезичні мережі України; 2 – проектування та закріплення на місцевості пунктів геодезичних мереж згущення; 3 – кутові вимірювання в геодезичних мережах згущення; 4 – лінійні вимірювання в геодезичних мережах згущення; 5 – визначення положення додаткових пунктів у геодезичних мережах згущення; 6 – попередня обробка польових вимірів у геодезичних мережах згущення; 7 – вирівнювання геодезичних мереж згущення; 8 – супутникове позиціонування та просторові супутникові мережі (основи супутникової геодезії); 9 – побудова Державних геодезичних мереж супутниковими методами; 10 – використання Державної геодезичної референцної системи координат УСК-2000 при здійсненні робіт із землеустрою та перетворення координат з однієї системи в іншу.

Частина 2 даного конспекту лекцій призначена для студентів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти денної та заочної форм навчання (включно з іноземцями) за спеціальністю 193 «Геодезія та землеустрій» (освітньо-професійна програма «Землеустрій та кадастр»).

УДК 528

*Рекомендовано методичною радою Одеського державного екологічного університету
Міністерства освіти і науки України як конспект лекцій
(протокол № 7 від 27.06.2023 р.)*

ISBN 978-966-186-265-3

© О. М. Гриб, Т. В. Гращенко, 2023
© Одеський державний екологічний університет, 2023

ЗМІСТ

| | <i>Стор.</i> |
|---|--------------|
| ВСТУП..... | 7 |
| 1 ГЕОДЕЗИЧНІ МЕРЕЖІ УКРАЇНИ..... | 9 |
| 1.1 Загальні відомості про геодезичні мережі згущення | 9 |
| 1.2 Державна планова геодезична мережа | 9 |
| 1.3 Державна висотна геодезична мережа..... | 16 |
| 1.4 Місцеві геодезичні мережі згущення..... | 18 |
| 1.5 Геодезичні знімальні мережі | 20 |
| 2 ПРОЕКТУВАННЯ ТА ЗАКРІПЛЕННЯ НА МІСЦЕВОСТІ ПУНКТІВ ГЕОДЕЗИЧНИХ МЕРЕЖ ЗГУЩЕННЯ..... | 26 |
| 2.1 Основні вимоги щодо створення розрядних мереж згущення..... | 26 |
| 2.2 Організація робіт і складання проекту | 30 |
| 2.3 Проектування полігонометрії..... | 31 |
| 2.3.1 <i>Кутова похибка ходу</i> | 32 |
| 2.3.2 <i>Лінійна похибка ходу</i> | 34 |
| 2.3.3 <i>Поздовжній і поперечний зсув ходу</i> | 35 |
| 2.3.4 <i>Зменшення впливу кутових і лінійних похибок</i> | 38 |
| 2.3.5 <i>Попередній розрахунок точності полігонометрії</i> | 40 |
| 2.4 Геодезичні знаки мереж згущення..... | 41 |
| 3 КУТОВІ ВИМІРЮВАННЯ В ГЕОДЕЗИЧНИХ МЕРЕЖАХ ЗГУЩЕННЯ | 45 |
| 3.1 Прилади для кутових вимірювань у мережах згущення | 45 |
| 3.2 Перевірки та дослідження точних теодолітів | 52 |
| 3.3 Вимірювання горизонтальних кутів | 60 |
| 3.4 Визначення елементів приведення виміряних горизонтальних напрямоків до центрів пунктів | 64 |
| 3.5 Триштативна система | 67 |
| 3.6 Вимірювання вертикальних кутів теодолітом. Тригонометричне нівелювання..... | 69 |
| 3.7 Визначення висот геодезичного знака і приладу | 71 |
| 3.8 Основні джерела похибок кутових вимірювань..... | 74 |
| 3.9 Розрахунок похибки поперечного зсуву полігонометричного ходу .. | 76 |

| | | |
|-----|--|-----|
| 4 | ЛІНІЙНІ ВИМІРЮВАННЯ В ГЕОДЕЗИЧНИХ МЕРЕЖАХ ЗГУЩЕННЯ | 79 |
| 4.1 | Принцип дії електромагнітних віддалемірів..... | 79 |
| 4.2 | Класифікація світловіддалемірів. Точність вимірювань | 88 |
| 4.3 | Методика виконання вимірювання віддалей топографічними світловіддалемірами | 90 |
| 4.4 | Основні джерела похибок світловіддалемірних вимірювань | 93 |
| 5 | ВИЗНАЧЕННЯ ПОЛОЖЕННЯ ДОДАТКОВИХ ПУНКТІВ У ГЕОДЕЗИЧНИХ МЕРЕЖАХ ЗГУЩЕННЯ..... | 98 |
| 5.1 | Види геодезичних засічок | 98 |
| 5.2 | Диференційні формули дирекційного кута..... | 99 |
| 5.3 | Пряма одноразова та багаторазова кутова засічка | 101 |
| 5.4 | Обернена одноразова (способи Делаμβра і Кнейселя й оцінка точності визначення координат геодезичного пункту) та багаторазова (вирівнювання за виміряними кутами і виміряними напрямками) кутова засічка | 102 |
| 5.5 | Визначення положення двох точок за двома вихідними пунктами (задача Ганзена)..... | 106 |
| 5.6 | Визначення координат пунктів лінійною засічкою, знесення координат з вершини знака на землю і прив'язування пунктів геодезичної мережі згущення до постійних об'єктів місцевості та відшукування цих пунктів..... | 109 |
| 6 | ПОПЕРЕДНЯ ОБРОБКА ПОЛЬОВИХ ВИМІРІВ У ГЕОДЕЗИЧНИХ МЕРЕЖАХ ЗГУЩЕННЯ..... | 114 |
| 6.1 | Попереднє опрацювання кутових вимірів..... | 114 |
| 6.2 | Попереднє опрацювання лінійних вимірів | 119 |
| 6.3 | Обчислення робочих координат пунктів полігонометрії | 121 |
| 6.4 | Визначення поздовжнього та поперечного зсуву витягнутого ходу..... | 122 |
| 6.5 | Оцінка точності кутових вимірювань у полігонометричному ході..... | 124 |
| 6.6 | Оцінка точності лінійних вимірювань у полігонометричному ході..... | 125 |

| | | |
|-----|--|-----|
| 7 | ВИРІВНЮВАННЯ ГЕОДЕЗИЧНИХ МЕРЕЖ ЗГУЩЕННЯ | 127 |
| 7.1 | Виведення трьох умовних рівнянь, що виникають у полігонометричному ході | 127 |
| 7.2 | Вирівнювання довільного полігонометричного ходу корелатним способом | 130 |
| 7.3 | Вирівнювання довільного полігонометричного ходу двохгруповим способом..... | 134 |
| 7.4 | Оцінка точності кутів та ліній полігонометричного ходу в двухгруповому способі вирівнювання..... | 138 |
| 7.5 | Суть параметричного способу вирівнювання полігонометричного ходу | 139 |
| 7.6 | Роздільне вирівнювання мережі полігонометричних ходів з одним та з декількома вузловими пунктами способом послідовних наближень..... | 142 |
| 8 | СУПУТНИКОВЕ ПОЗИЦІОНУВАННЯ ТА ПРОСТОРОВІ СУПУТНИКОВІ МЕРЕЖІ (ОСНОВИ СУПУТНИКОВОЇ ГЕОДЕЗІЇ).. | 149 |
| 8.1 | Супутникове позиціонування..... | 150 |
| 8.2 | Структурна схема геодезичного супутникового GPS-приймача..... | 158 |
| 8.3 | Головні відомості про роботу системи керування та опрацювання вимірів GPS-приймачем | 161 |
| 8.4 | Вимоги до використання апаратури супутникових радіонавігаційних систем під час проведення топографо-геодезичних робіт | 163 |
| 9 | ПОБУДОВА ДЕРЖАВНИХ ГЕОДЕЗИЧНИХ МЕРЕЖ СУПУТНИКОВИМИ МЕТОДАМИ | 166 |
| 9.1 | Загальні відомості про побудову Державних геодезичних мереж супутниковими методами | 166 |
| 9.2 | Проектування та рекогносцирування просторових супутникових геодезичних мереж | 169 |
| 9.3 | Складання робочого проекту створення СГМ..... | 174 |
| 9.4 | Підготування комплексу приладів до польових GPS-вимірів | 180 |
| 9.5 | Загальні відомості про опрацювання GPS-вимірів | 181 |

| | |
|---|-----|
| 10 ВИКОРИСТАННЯ ДЕРЖАВНОЇ ГЕОДЕЗИЧНОЇ РЕФЕРЕНЦНОЇ СИСТЕМИ КООРДИНАТ УСК-2000 ПРИ ЗДІЙСНЕННІ РОБІТ ІЗ ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ПЕРЕТВОРЕННЯ КООРДИНАТ З ОДНІЄЇ СИСТЕМИ В ІНШУ..... | 184 |
| 10.1 Загальні положення | 184 |
| 10.2 Системи координат, які застосовуються при здійсненні робіт із землеустрою..... | 185 |
| 10.3 Використання системи координат УСК-2000 при здійсненні робіт із землеустрою..... | 186 |
| 10.4 Перетворення та трансформування координат точок між системами координат | 190 |
| 10.4.1 <i>Перерахунок географічних координат між системами координат</i> | 191 |
| 10.4.2 <i>Перетворення та трансформування координат</i> | 193 |
| 10.4.3 <i>Перетворення та трансформація плоских прямокутних координат точок між різними системами координат за допомогою геодезичного калькулятора</i> | 197 |
| 10.4.4 <i>Зміна площі земельних ділянок при переході між системами координат СК-63 та УСК-2000.....</i> | 199 |
| ВИКОРИСТАНІ ДЖЕРЕЛА | 202 |
| ПРЕДМЕТНИЙ ПОКАЖЧИК | 204 |

ВСТУП

Навчальна дисципліна «Геодезія» належить до обов'язкової фахової освітньої компоненти теоретичної і практичної підготовки студентів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти денної та заочної форм навчання (включно з іноземцями) за спеціальністю 193 «Геодезія та землеустрій» (освітньо-професійна програма «Землеустрій та кадастр»). Загальна кількість годин на вивчення даної дисципліни становить 330 годин або 11 кредитів, а також 120 годин або 4 кредити – на навчальну практику. Дисципліна викладається у четвертому семестрі II курсу (210 годин або 7 кредитів) та у п'ятому семестрі III курсу (120 годин або 4 кредити). У зв'язку з цим, для кожного з двох семестрів підготовлені окремі частини конспекту лекцій: частина 1 – для вивчення даної дисципліни у четвертому семестрі II курсу; частина 2 – для вивчення даної дисципліни у п'ятому семестрі III курсу.

У даному виданні наведений навчальний матеріал до тем частини 2 конспекту лекцій. Частина 2 конспекту лекцій з дисципліни «Геодезія» включає навчальний матеріал наступних десяти тем:

- 1 – геодезичні мережі України;
- 2 – проектування та закріплення на місцевості пунктів геодезичних мереж згущення;
- 3 – кутові вимірювання в геодезичних мережах згущення;
- 4 – лінійні вимірювання в геодезичних мережах згущення;
- 5 – визначення положення додаткових пунктів у геодезичних мережах згущення;
- 6 – попередня обробка польових вимірів у геодезичних мережах згущення;
- 7 – вирівнювання геодезичних мереж згущення;
- 8 – супутникове позиціонування та просторові супутникові мережі (основи супутникової геодезії);
- 9 – побудова Державних геодезичних мереж супутниковими методами;
- 10 – використання Державної геодезичної референцної системи координат УСК-2000 при здійсненні робіт із землеустрою та перетворення координат з однієї системи в іншу.

В кінці кожного розділу частини 2 конспекту лекцій є запитання для перевірки засвоєння змісту (базових знань) тем.

При підготовці частини 2 конспекту лекцій з дисципліни «Геодезія» використано як власні, так і наукові та навчально-методичні здобутки відомих в Україні вчених-практиків і нормативні документи у галузі геодезії [1-17].

Частина 2 конспекту лекцій з навчальної дисципліни «Геодезія» складено з урахуванням особистого багаторічного досвіду виконання експедиційних геодезичних досліджень, викладання навчальних дисциплін і проведення практик геодезичного спрямування в Одеському державному екологічному університеті (ОДЕКУ).

1 ГЕОДЕЗИЧНІ МЕРЕЖІ УКРАЇНИ

1.1 Загальні відомості про геодезичні мережі згущення

Кінцевою метою будь-яких геодезичних вимірювань є:

- подальше уточнення фігури Землі та розмірів земного еліпсоїда;
- складання топографічних планів і карт тих чи інших територій;
- задоволення вимог господарчої діяльності та оборони країни;
- розв'язання різних наукових та інженерно-технічних задач.

Вирішення цих задач вимагає наявності на території держави достатньої кількості рівномірно розташованих і надійно закріплених геодезичних пунктів, координати яких визначені з високою точністю.

Сукупність таких геодезичних пунктів, просторове положення яких визначене в єдиній системі координат і висот, складає *геодезичну опорну мережу*.

Розвиток геодезичних мереж відбувається за принципом переходу від загального до часткового, тобто від більш великих за розмірами мереж до менших.

Згідно з цим принципом геодезичні мережі поділяються на три види:

- державна геодезична мережа (ДГМ);
- місцеві геодезичні мережі згущення (МГМЗ);
- геодезичні знімальні мережі (ГЗМ).

Зазначені види геодезичних мереж поділяють на *планові* та *висотні*.

У планових мережах залежно від їх виду з необхідною точністю визначають геодезичним методом геодезичні (B, L) , просторові (X, Y, Z) та планові (x, y) координати геодезичних пунктів у відповідних системах координат.

У висотних мережах визначають висоти реперів і марок (H) у Балтійській системі висот.

Для контролю планового положення деяких пунктів ДГМ астрономічним методом визначають їх астрономічні координати (φ, λ) і астрономічні азимути окремих напрямів (A) .

1.2 Державна планова геодезична мережа

Державна планова геодезична мережа України створювалася методами *триангуляції, трилатерації та полігонометрії*.

Триангуляція (від латинського *triangulum* – трикутник) – метод побудови геодезичної мережі у вигляді прилеглих один до одного трикутників, в яких вимірюють всі кути (β_{II}) і довжину початкової сторони I-II (d), яка називається *базисом* (рис. 1.1, а).

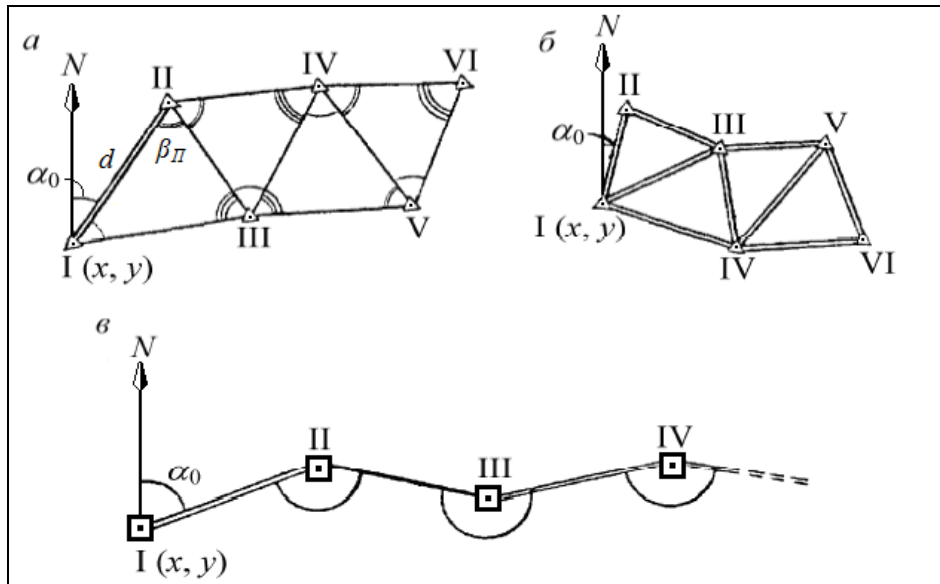


Рисунок 1.1 – Методи побудови геодезичних мереж:
а – триангуляція; б – трилатерація; в – полігонометрія

Розв’язуючи послідовно трикутники за теоремою синусів, знаходять довжини решти сторін. Маючи вихідний дирекційний кут однієї з сторін α_0 обчислюють дирекційні кути інших сторін трикутників за формулою:

$$\alpha_{n+1} = \alpha_n - \beta_{II} \pm 180^\circ, \quad (1.1)$$

де α_n, α_{n-1} – відповідно дирекційні кути попередньої та подальшої лінії;
 β_{II} – правий за ходом горизонтальний кут.

Якщо $\alpha_n - \beta_{II} \leq 180^\circ$, то у формулі (1.1) потрібно брати знак «+», а якщо знак $\alpha_n - \beta_{II} > 180^\circ$, то беруть знак «-». Якщо $\alpha_n - \beta_{II} + 180^\circ < 0^\circ$, то до значення α_n треба додати 360° .

Далі з використанням координат x і y вихідного пункту шляхом послідовного розв’язування прямої геодезичної задачі визначають координати решти пунктів за формулами:

$$x_{i+1} = x_i + d \cdot \cos \alpha \quad \text{та} \quad y_{i+1} = y_i + d \cdot \sin \alpha. \quad (1.2)$$

Трилатерація – метод побудови геодезичної мережі у вигляді системи примикаючих трикутників, в яких *світловіддалемірами* або *радіовіддалемірами* вимірюють довжини всіх сторін (рис. 1.1, б).

Розв’язуючи трикутники за теоремою тангенсів половинних кутів або за теоремою косинусів, отримують значення кутів трикутників, а потім, як і при триангуляції, обчислюють дирекційні кути сторін і координати вершин трикутників.

Полігонометрія – метод побудови геодезичної мережі у вигляді замкнутих або розімкнутих ламаних ліній, в яких безпосередньо вимірюють кути в точках повороту і довжини всіх сторін (рис. 1.1, в).

Використовуючи вихідний дирекційний кут α_0 сторони I-II та координати x і y початкового пункту I, обчислюють дирекційні кути подальших сторін і координати пунктів II, III, IV і т. д.

Залежно від призначення і точності станом на 1998 р. державна планова геодезична мережа України поділялася на 1, 2, 3 і 4 класи.

Геодезична мережа 1 класу є основою для розвитку мереж нижчих класів і базою геодезичного забезпечення вирішення наукових задач у геодезії та питань оборони країни. Вона будувалась у вигляді полігонів з периметром 800-1000 км, які утворювалися ланками триангуляції та полігонометрії вздовж меридіанів і паралелей (рис. 1.2). У вершинах полігонів астрономічним методом визначали широту φ і довготу λ двох *пунктів Лапласа*, астрономічний азимут A і довжину базисної сторони.

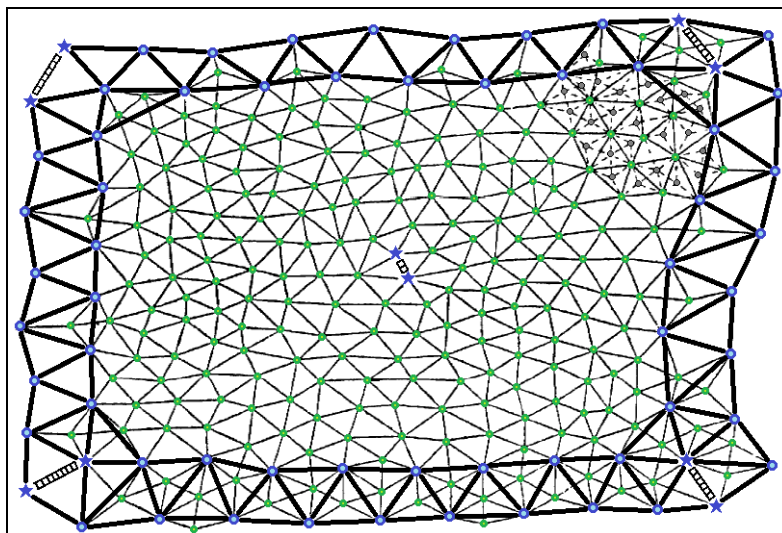


Рисунок 1.2 – Схема побудови державної геодезичної мережі:

- ★ пункти Лапласа; базиси; ● і — — пункти і сторони триангуляції 1 класу;
- і — — пункти і сторони триангуляції 2 класу; ● і - - - - пункти і сторони триангуляції 3 класу

Площі всередині полігонів 1 класу заповнювалися суцільною мережею трикутників у поєднанні з ходами полігонометрії 2 класу, згущуваною потім мережами 3 і 4 класів. На декількох пунктах 2 класу виконувались астрономічні вимірювання *широти, довготи й азимута*.

Основні показники геодезичної мережі наведено у табл. 1.1.

Таблиця 1.1 – Характеристика державної планової геодезичної мережі

| Клас | Метод* | Довжина сторін, км | Точність вимірювань | | | |
|------|----------------|--------------------|---------------------------|---------|------------------|--------------|
| | | | астрономічного азимута, с | кута, с | базисної сторони | сторони ходу |
| 1 | Тріангуляція | 20-25 | 0,5 | 0,7 | 1:400000 | – |
| | Полігонометрія | 8-30 | 0,5 | 0,4 | – | 1:300000 |
| 2 | Тріангуляція | 7-20 | 0,5 | 1 | 1:300000 | – |
| | Полігонометрія | 5-18 | 0,5 | 1 | – | 1:250000 |
| 3 | Тріангуляція | 5-8 | – | 1,5 | 1:200000 | – |
| | Полігонометрія | 3-10 | – | 1,5 | – | 1:200000 |
| 4 | Тріангуляція | 2-5 | – | 2 | 1:200000 | – |
| | Полігонометрія | 0,25-2 | – | 2 | – | 1:150000 |

Примітка: * побудова планової геодезичної мережі методом трилатерації на ті часи ще не була регламентована.

Постановою Кабінету Міністрів України від 8 червня 1998 р. № 844 затверджено «*Основні положення створення Державної геодезичної мережі України*», які передбачають подальший розвиток Державної геодезичної мережі (ДГМ) з використанням сучасних супутникових радіонавігаційних систем або GPS (англ. *Global Positioning System* – система глобального позиціонування), комп'ютерних технологій і традиційних геодезичних методів. Згідно з цими положеннями складовими частинами ДГМ є: ***просторова, планова та висотна геодезичні мережі***, пункти яких мають між собою надійний зв'язок.

Просторова геодезична мережа включає:

- постійно діючу Українську перманентну мережу спостережень Глобальних навігаційних супутникових систем (УПМ ГНСС);
- геодезичну мережу 1 класу.

Планова геодезична мережа включає:

- геодезичну мережу 2 класу;
- геодезичну мережу згущення 3 класу.

Пункти УПМ ГНСС та ДГМ 1, 2 і 3 класів є основою для створення та реконструкції місцевих геодезичних мереж згущення (МГМЗ) 4 класу, 1 і 2 розрядів.

Положення пунктів ДГМ визначається в таких системах координат:

– у просторовій прямокутній системі координат (X, Y, Z) , в якій початком є геометричний центр відлікового еліпсоїда, вісь X направлена з центра системи координат уздовж лінії перетину площин екватора і нульового Гринвіцького меридіана, вісь Y знаходиться у площині екватора і спрямована праворуч від Гринвіцького меридіана, а вісь Z співпадає з віссю обертання відлікового еліпсоїда;

– у геодезичній (еліпсоїдальній) системі координат (широтою B , довготою L і висотою H);

– у плоскій прямокутній системі координат Гаусса-Крюгера (координатами x і y).

Астрономо-геодезична мережа (АГМ). Пункти УПМ ГНСС – це постійно діючі станції GPS та астрономо-геодезичні обсерваторії. Пункти 1 класу – це рівномірно віддалені один від одного на 20-30 км і фундаментально закріплені на місцевості пункти, які складають однорідну за точністю просторову геодезичну мережу (рис. 1.3). На сьогодні АГМ України складалася з 519 рівномірно розміщених геодезичних пунктів.

Просторове положення пунктів УПМ ГНСС та ДГМ **1 класу** визначаються виключно GPS-методами в двох системах координат – загальноземній та референційній системі з відносною похибкою:

$$\frac{\Delta r}{r} = \frac{1}{10^8}, \quad (1.3)$$

де Δr – похибка визначення геоцентричного радіуса r пункту.

Між обома системами встановлено однозначний зв'язок, який визначається відповідними параметрами взаємного переходу.

Астрономічні широти і довготи пунктів АГМ обчислюються в екваторіальній астрономічній системі координат, що відповідає фундаментальному зоряному каталогу на епоху загального вирівнювання ДГМ. До цієї системи координат також приводяться спостереження штучних супутників Землі та інших космічних об'єктів. Кожний пункт зв'язаний GPS-вимірюваннями не менш як з трьома суміжними пунктами мережі та вставлений в мережу високоточного нівелювання, що дає можливість визначати перевищення між суміжними пунктами з середньою квадратичною похибкою не більше 0,05 м.

Точність визначення взаємного планового положення пунктів складає порядку 0,02-0,03 м.

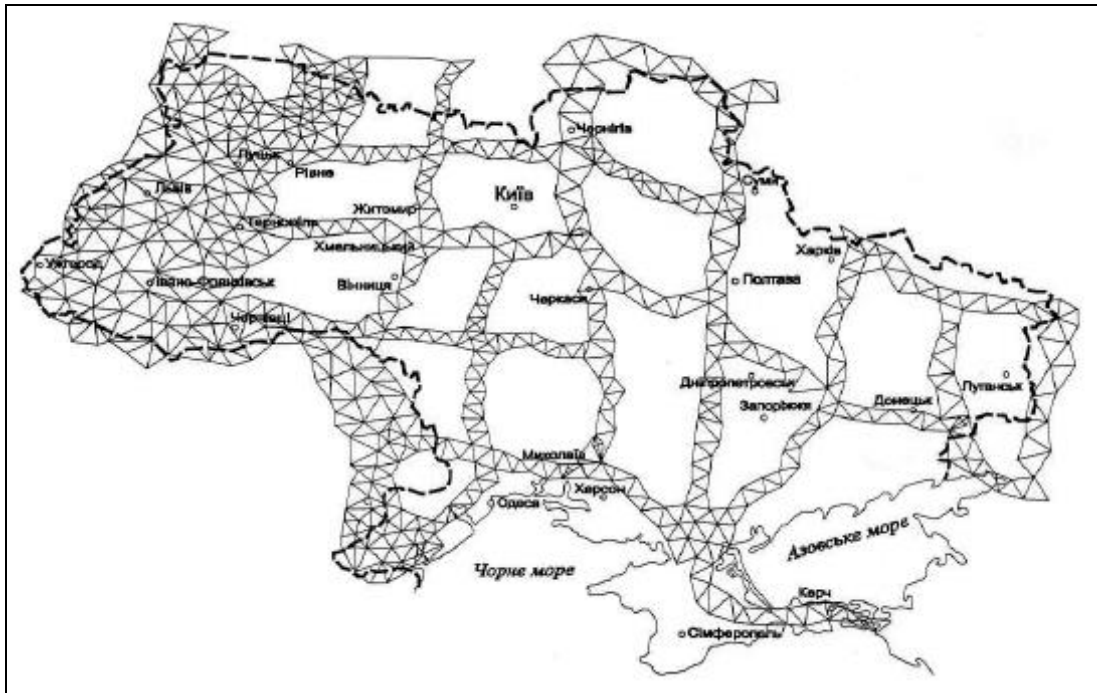


Рисунок 1.3 – Планова астрономо-геодезична мережа України 1 класу

Геодезична мережа 2 класу будується у вигляді однорідної за точністю просторової геодезичної мережі, яка на сьогодні складається з 5386 рівномірно розміщених раніше побудованих геодезичних пунктів 1 та 2 класів і нових пунктів, які розміщуються на віддалі 8-12 км один від одного, а на щільно забудованій території – 5-8 км. Їх планове положення визначають методами супутникової геодезії і традиційними геодезичними методами (триангуляції, трилатерації, полігонометрії) від вихідних пунктів АГМ, що забезпечує точність визначення взаємного положення пунктів з середньоквадратичними похибками 0,03-0,05 м при середній довжині сторін 10 км. Усі пункти геодезичної мережі 2 класу входять до мережі високоточного нівелювання, що забезпечує точність взаємного положення пунктів за висотою з середньоквадратичною похибкою не більше 0,05 м. На всіх нових пунктах геодезичної мережі 2 класу встановлюються по два орієнтирні пункти на віддалі 500-1000 м на незабудованій території та порядку 250 м – на забудованій території. Середньоквадратична похибка визначення віддалі між пунктом мережі й орієнтирним пунктом не повинна перевищувати 0,05 м, а похибки визначення напрямків на орієнтирні пункти не повинні перевищувати 5". Геодезична мережа 2 класу є вихідною геодезичною основою для побудови геодезичної мережі згущення 3 класу та геодезичних мереж спеціального призначення з використанням методів супутникової геодезії та традиційних геодезичних методів (триангуляції, трилатерації, полігонометрії).

Геодезична мережа згущення 3 класу будується з метою збільшення кількості пунктів до щільності, яка забезпечує створення знімальної основи великомасштабних топографічних та кадастрових зніманих. Вона включає раніше створені 13633 пункти геодезичних мереж 3 і 4 класів та нові пункти, які визначаються методами супутникової геодезії, триангуляції, трилатерації та полігонометрії. Середньоквадратична похибка визначення взаємного планового положення цих пунктів не перевищує 0,05 м. Вихідними пунктами для побудови геодезичної мережі 3 класу є пункти АГМ і геодезичної мережі 2 класу. Нові пункти геодезичної мережі 3 класу розміщуються один від одного залежно від категорії місцевості на віддалі від 2 до 10 км. Висоти марок верхніх центрів пунктів геодезичної мережі 3 класу визначають геометричним нівелюванням, яке забезпечує точність взаємного положення пунктів за висотою з похибкою не більше 0,05 м.

Середня щільність пунктів ДГМ 1, 2 та 3 класів на території України складає один пункт на 30 км², а у східній частині країни – на території Донбасу, вона складає один геодезичний пункт на 5-10 км². Така щільність забезпечує не тільки топографічні знімання в масштабах 1:5000-1:500, але й вирішення інших наукових та інженерних задач.

Геодезичні пункти державної геодезичної мережі розміщують, де це можливо, так, щоб вони рівномірно покривали територію і щоб із кожного пункту було видно не менше трьох суміжних. Вибрані в натурі місця закріплюють постійними підземними центрами, які визначають положення геодезичних пунктів на місцевості (рис. 1.4).

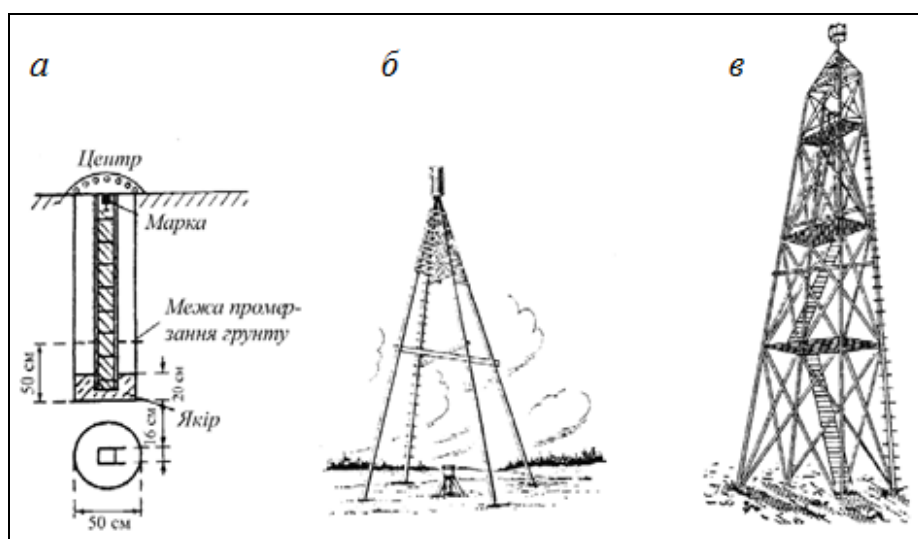


Рисунок 1.4 – Геодезичний пункт:

a – центр пункту; *б* – проста піраміда; *в* – складний сигнал

У залежності від зони сезонного промерзання і фізико-механічних властивостей ґрунтів застосовуються різні конструкції центрів і вибирається глибина їх закладання. Застосовують центри у вигляді азбоцементних або залізобетонних труб і монолітів, у вершинах яких закладають металеву марку (рис. 1.4, а).

Для забезпечення видимості між суміжними геодезичними пунктами над центрами установлюють зовнішні знаки – металеві прості піраміди (рис. 1.4, б) або складні металеві сигнали (рис. 1.4, в).

Усі підземні центри та зовнішні знаки геодезичних пунктів є спорудами державної цінності і тому вони знаходяться під охороною міських, районних та сільських органів виконавчої влади.

Геодезичні мережі спеціального призначення будуються як методами супутникової геодезії, так і традиційними методами тріангуляції, трилатерації та полігонометрії.

До геодезичних мереж спеціального призначення належать:

- просторові геодезичні мережі на геодинамічних полігонах для вивчення сучасних рухів земної кори;
- спеціальні геодезичні мережі для інженерно-геодезичного забезпечення будівництва, гірничої справи;
- інші спеціальні мережі, які будуються для обслуговування різних технічних проектів.

1.3 Державна висотна геодезична мережа

Державна висотна геодезична мережа України створювалася на протязі багатьох років як складова частина державної мережі СРСР і тому абсолютні висоти реперів і марок ДГМ визначаються в Балтійській системі висот, вихідним пунктом якої є нуль Кронштадтського футштока.

Державна висотна геодезична мережа складається з:

- нівелірної мережі I та II класів;
- нівелірної мережі III та IV класів.

Нівелірні мережі I і II класів (рис. 1.5) є єдиною головною висотною основою на всій території України, яка служить для вирішення наукових задач і питань господарчої діяльності та оборони країни.

Лінії нівелювання I і II класів прокладаються переважно вздовж залізниць та автомобільних шляхів або вздовж берегів великих річок й інших трас з сприятливим ґрунтом і найменш складним рельєфом.

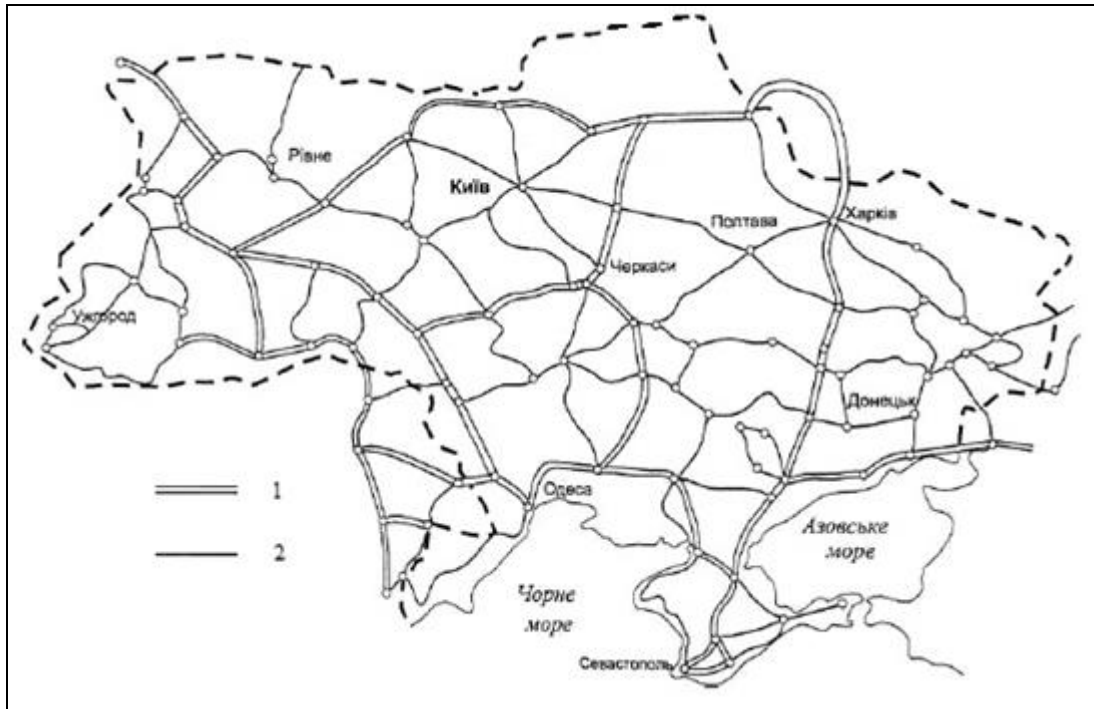


Рисунок 1.5 – Головна висотна основа України:
1 – лінії нівелювання I класу; 2 – лінії нівелювання II класу

Не менш ніж через кожні 25 років, а в сейсмоактивних районах – через кожні 15 років, виконують повторне нівелювання по всіх лініях I класу і по деяких лініях II класу з метою їх модернізації, а також з метою вивчення вертикальних посувань земної кори.

Нівелірні ходи I і II класів прокладають у прямому і зворотному напрямках. Виміряні різниці висот пунктів нівелювання I і II класів слід виправляти поправками за непаралельність рівневих поверхонь. На всіх лініях нівелювання I і II класів не рідше ніж через 60 км (у сейсмоактивних районах – через 40 км), а також у вузлових точках, поблизу морських, річкових та озерних рівневих постів закладаються фундаментальні репери.

Нівелювання I класу виконується з найвищою точністю, яка досягається завдяки використанню найбільш сучасних приладів та методик спостережень. Нев'язка в ході чи полігоні за величиною не повинна перевищувати $3 \text{ мм} \cdot \sqrt{L}$ (де L – довжина ходу або периметр полігона, км).

Нівелірна мережа II класу створюється всередині полігонів I класу окремими лініями або системами з вузловими пунктами, утворюючи полігони з периметром 400 кілометрів. Нівелювання II класу виконується з точністю, яка забезпечує отримання невязок у ходах та полігонах, не більших ніж $5 \text{ мм} \cdot \sqrt{L}$ (де L – довжина ходу або периметр полігона, км).

Лінії нівелювання III класу прокладаються всередині полігонів II класу так, щоб утворювались полігони з периметром 60-150 кілометрів. Нев'язка в ході або полігоні за величиною не повинна перевищувати $10 \text{ мм} \cdot \sqrt{L}$ (де L – довжина ходу або периметр полігона, км).

Нівелірні ходи IV класу прокладають ходами довжиною не більше 50 км між пунктами III класу в одному напрямку з точністю, яка забезпечує отримання невязки в ході чи полігоні величиною не більше $20 \text{ мм} \cdot \sqrt{L}$ (де L – довжина ходу або периметр полігона, км).

Нівелірні мережі всіх класів закріплюються на місцевості реперами та марками, які закладаються не рідше ніж через 5-7 км. При прокладанні нівелірних ходів III і IV класів попутно визначають висоти всіх пунктів державної планової геодезичної мережі, розташованих на ділянці знімання.

Для розв'язування інженерних задач на промислових та будівельних майданчиках, при зніманні та упорядкуванні міст, населених пунктів допускається прокладання ходів спеціального призначення за програмою нівелювання II, III і IV класів за окремою схемою, але з обов'язковою прив'язкою до державної нівелірної мережі.

Основні показники державної висотної геодезичної мережі наведено в табл. 1.2.

Таблиця 1.2 – Характеристика Державної висотної геодезичної мережі

| Клас | Довжина ходу або полігона, км | Середня квадратична випадкова похибка на 1 км ходу, мм | Нев'язка в полігоні або ході на 1 км, мм |
|------|-------------------------------|--|--|
| I | – | 0,5 | 3 |
| II | 400 | 2 | 5 |
| III | 60-150 | 4 | 10 |
| IV | до 50 | 10 | 20 |

Закріплені на місцевості репери і марки здають за актом на збереження місцевим органам виконавчої влади, а отримані в результаті нівелювання позначки реперів і марок заносять у каталоги.

1.4 Місцеві геодезичні мережі згущення

Місцеві геодезичні мережі згущення, як правило, розвиваються на основі пунктів державної геодезичної мережі з метою збільшення щільності геодезичної мережі і використовуються потім як вихідні при:

– створенні знімальної основи для виконання топографічних та кадастрових знімачь;

– землевпорядних вишукувань і землеустрою територій;

– вишукувань, проектуванні та будівництві інженерних споруд.

Планові мережі згущення створюються методами: триангуляції, трилатерації, полігонометрії та GPS-спостереженнями або їх сполученнями і поділяються на 4 клас, 1 та 2 розряди.

Триангуляція 4 класу, 1 та 2 розрядів будується з метою згущення геодезичних мереж до щільності, що забезпечує розвиток знімальної основи великомасштабних знімачь у випадках, коли застосування методів трилатерації або полігонометрії з будь-яких причин неможливе або недоцільне.

Вихідними пунктами для розвитку триангуляції 4 класу, 1 і 2 розрядів можуть бути пункти геодезичної мережі вищих класів або розрядів.

Мережу триангуляції 4 класу, 1 і 2 розрядів у залежності від розташування і густоти вихідних пунктів будують у вигляді сіток, ланцюгів трикутників і вставок окремих пунктів у трикутники, що утворені пунктами мереж вищих класів або розрядів відповідно.

Суцільна мережа триангуляції повинна опиратися не менш ніж на три вихідні геодезичні пункти і на дві вихідні сторони. Ланцюг трикутників має опиратися на два вихідні геодезичні пункти і на дві вихідні сторони, що прилягають до цих пунктів. Кути в триангуляції 4 класу, 1 та 2 розрядів вимірюють круговими прийомами теодолітами з точністю 2" та 5".

Трилатерація 4 класу, 1 та 2 розрядів будується з метою згущення існуючих геодезичних мереж до щільності, що забезпечує розвиток знімальної основи великомасштабних топографічних та кадастрових знімачь, виконання інженерно-геодезичних та землевпорядних вишукувань у випадках, коли з будь-яких причин застосування методів полігонометрії або триангуляції неможливе або недоцільне із-за несприятливих умов видимості для кутових вимірів. Вихідними пунктами для розвитку трилатерації 4 класу, 1 та 2 розрядів є пункти геодезичної мережі вищих класів або розрядів відповідно. Мережі трилатерації 4 класу, 1 та 2 розрядів будують у вигляді ланцюгів трикутників, геодезичних чотирикутників, поєднаних і стичних центральних систем. Вимірювання сторін у трилатерації проводять світловіддалемірами, радіовіддалемірами та електронними тахеометрами різних типів. Основні вимоги щодо вихідних пунктів геодезичних мереж, методики лінійних вимірювань і точності результатів вимірів розглянуті в наступних розділах.

Полігонометрія 4 класу, 1 та 2 розрядів створюється з метою згущення існуючих геодезичних мереж до щільності, яка забезпечує розвиток знімальної основи великомасштабних топографічних і кадастрових зніманих, виконання інженерно-геодезичних та землепорядних вишукувань у випадках, коли з будь-яких причин застосування методів триангуляції або трилатерації неможливе чи недоцільне. Вихідними пунктами для створення полігонометрії 4 класу, 1 та 2 розрядів є пункти геодезичних мереж вищих класів або розрядів відповідно. Полігонометрія 4 класу, 1 та 2 розрядів будується у вигляді окремих ходів або систем ходів. Прокладання висячих ходів не допустимо.

Вимірювання кутів на пунктах полігонометрії 4 класу, 1 та 2 розрядів виконують способом прийомів або кругових прийомів за триштативною системою оптичними чи електронними приладами з точністю 1", 2" та 5".

Лінії в полігонометрії 4 класу, 1 та 2 розрядів вимірюють світловіддалемірами та електронними тахеометрами.

1.5 Геодезичні знімальні мережі

Геодезичні знімальні мережі створюють з метою згущення геодезичної планової та висотної основи до щільності, що забезпечує виконання великомасштабних топографічних і кадастрових зніманих та ін.

Планова знімальна основа розвивається від пунктів державної геодезичної мережі всіх класів та мереж згущення 4 класу, 1 та 2 розрядів.

Пункти знімальної мережі визначають:

- побудовою знімальних триангуляційних мереж;
- прямими, оберненими та комбінованими засічками;
- прокладанням теодолітних та тахеометричних ходів.

Граничні похибки положення пунктів планової знімальної мережі відносно пунктів ДГМ і геодезичних мереж згущення не повинні у масштабі плану перевищувати: 0,2 мм – для відкритої місцевості та на забудованій території; 0,3 мм – для місцевості, що закрита деревами та чагарниками.

Пункти знімальної основи закріплюють на місцевості центрами тривалого збереження з таким розрахунком, щоб на кожному планшеті було закріплено не менше: трьох точок – при зніманні в масштабі 1:5000; двох точок – при зніманні в масштабі 1:2000 (включаючи пункти державної геодезичної мережі та мереж згущення).

На території населених пунктів і промислових майданчиків усі точки знімальних мереж та планово-висотні знаки закріплюють центрами тривалого збереження (рис. 1.4, а).

Вирівнювання знімальної геодезичної основи виконують за допомогою спрощених способів.

У процесі розвитку знімальної мережі, як правило, одночасно визначають положення точок у плані та за висотою.

Нівелірні мережі для великомасштабних топографічних знімальних створюють у вигляді окремих ходів, полігонів або самостійних мереж і, як правило, прив'язують не менше ніж до двох вихідних нівелірних знаків (марок, реперів) вищого класу.

Для визначення висот пунктів знімальної основи, а також для визначення висот пунктів геодезичних мереж згущення дозволяється розвивати мережі технічного або тригонометричного нівелювання.

У районах із рівнинним рельєфом доцільно застосовувати метод геометричного нівелювання, а у районах сильно горбистих і гірських – метод тригонометричного нівелювання.

Розвиток геодезичної знімальної мережі тріангуляційним методом здійснюється у вигляді нескладних сіток та ланцюгів трикутників.

Тріангуляційні сітки та ланцюги трикутників, які мають більше двох шуканих пунктів, повинні опиратися не менше ніж на дві вихідні сторони, якими можуть бути сторони тріангуляції 4 класу, 1 та 2 розрядів та полігонометрії, а також спеціально виміряні базисні сторони з похибкою не більш ніж 1:5000.

Довжина ланцюга трикутників або віддалі між вихідними пунктами, на які опирається система трикутників, не повинні перевищувати довжину теодолітного ходу точністю 1:2000 залежно від масштабу знімання (див. табл. 1.3 та 1.4).

Таблиця 1.3 – Вимоги до ходів, прокладених за допомогою теодоліта та рулетки

| Масштаб | $\Delta_{zp} = 0,2$ мм | | | $\Delta_{zp} = 0,3$ мм | |
|---------|--|--------|--------|------------------------|--------|
| | 1:3000 | 1:2000 | 1:1000 | 1:2000 | 1:1000 |
| | Допустимі довжини ходів між вихідними пунктами | | | | |
| 1:5000 | 6 | 4 | 2 | 6 | 3 |
| 1:2000 | 3 | 2 | 1 | 3,6 | 1,5 |
| 1:1000 | 1,8 | 1,2 | 0,6 | 1,5 | 1,2 |
| 1:500 | 0,9 | 0,6 | 0,3 | – | – |

Таблиця 1.4 – Вимоги до теодолітних ходів, прокладених за допомогою оптичного теодоліта і світловіддалеміра або електронного теодоліта

| Масштаб | $\Delta_{zp} = 0,2$ мм | | $\Delta_{zp} = 0,3$ мм | |
|---------|-----------------------------|----------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| | Допустимі довжини ходів, км | Допустима кількість сторін | Допустимі довжини ходів, км | Допустима кількість сторін |
| 1:5000 | 12 | 30 | 16 | 40 |
| 1:2000 | 7 | 20 | 9 | 30 |
| 1:1000 | 4 | 20 | 6 | 20 |
| 1:500 | 2 | 20 | – | – |

Між вихідними сторонами допускається побудова не більше:

- 20 трикутників для знімання в масштабі 1:5000;
- 17 трикутників для знімання в масштабі 1:2000;
- 15 трикутників для знімання в масштабі 1:1000;
- 10 трикутників для знімання в масштабі 1:500.

Кути трикутників повинні бути більше 20° , а сторони – більше 150 м.

Вимірювання горизонтальних кутів виконують теодолітами не менш ніж $30''$ -ї точності (наприклад, 2Т30П або 4Т30П) двома круговими прийомами з перестановкою лімба між півприйомами на $1-2^\circ$.

Розходження однойменних напрямків із різних прийомів, які приведені до спільного нуля, не повинні перевищувати $45''$.

У кути, які виміряні на пункті, поправки за центрування та редукцію вводять тоді, коли величини лінійних елементів центрування та редукції перевищують 1:10000 віддалі від теодоліта до точок візування.

Нев'язки в трикутниках не повинні перевищувати $1,5'$.

Розвиток знімальних мереж засічками. Існують випадки, коли згущення існуючої геодезичної мережі до необхідної щільності триангуляційним методом є недоцільним з технічних або економічних міркувань. Тоді згущення існуючої геодезичної мережі здійснюють шляхом вставки до неї окремих точок, положення яких на місцевості відносно вихідних пунктів визначається прямими, оберненими, комбінованими або лінійними засічками.

Пряма кутова засічка – спосіб визначення положення точки P відносно двох (проста засічка) A та B (рис. 1.6, а) або трьох A , B , C (рис. 1.6, б) і більше (багаторазова засічка) вихідних пунктів шляхом вимірювання на цих пунктах відповідно горизонтальних кутів β_1 , β_2 (рис. 1.6, а) та β'_1 , β'_2 (рис. 1.6, б).

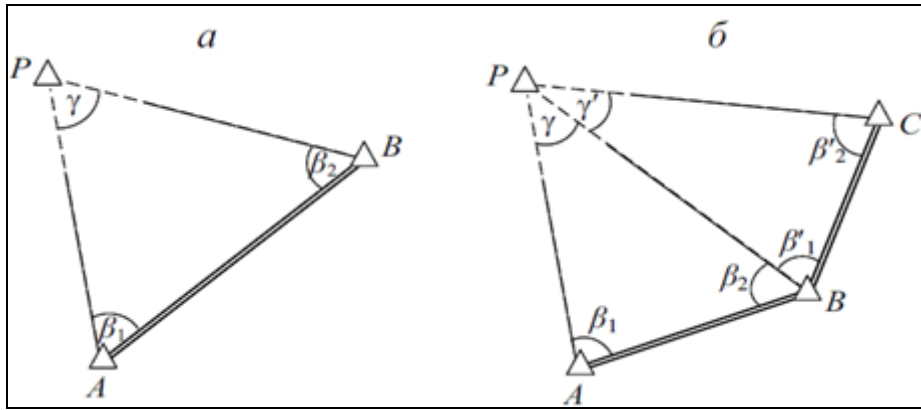


Рисунок 1.6 – Пряма кутова засічка:
 а – з двох пунктів; б – з трьох пунктів

Як правило, на практиці застосовуються багаторазові засічки, тому що вони дають необхідний контроль визначення і підвищують точність визначення. Надійність визначення положення точки P залежить також від величини кутів γ, γ' засічок при точці P , які повинні бути в межах 60° - 120° .

Обернена кутова засічка – спосіб визначення положення точки P відносно трьох $A(1), B(2), C(3)$ (рис. 1.7, а) або чотирьох $1, 2, 3, 4$ (рис. 1.7, б) вихідних пунктів шляхом вимірювання відповідно горизонтальних кутів β_1, β_2 (рис. 1.7, а) і $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ (рис. 1.7, б) на шуканій точці P .

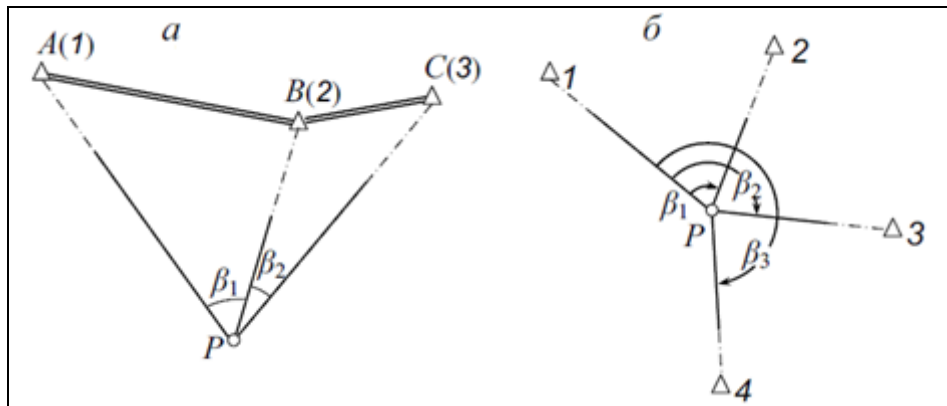


Рисунок 1.7 – Обернена кутова засічка:
 а – на три пункти; б – на чотири пункти

Комбінована кутова засічка – спосіб визначення положення пункта P відносно вихідних пунктів A, B, C шляхом вимірювання двох горизонтальних кутів на пункті P та одного кута на пункті A (рис. 1.8, а) або двох горизонтальних кутів на точці P і двох кутів на пункті B (рис. 1.8, б).

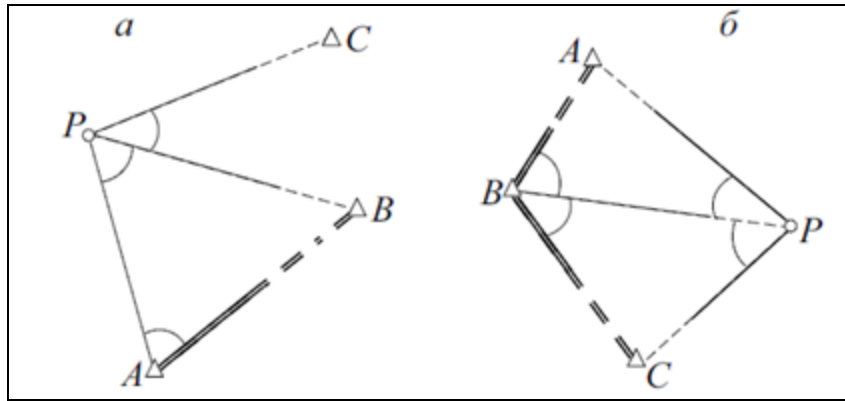


Рисунок 1.8 – Комбінована кутова засічка:

a – за трьома вимірними кутами; *б* – за чотирма вимірними кутами

Лінійна засічка – спосіб визначення положення точки *P* відносно вихідних пунктів *A* і *B* шляхом вимірювання відстаней d_1 і d_2 від шуканої точки *P* до цих пунктів (рис. 1.9).

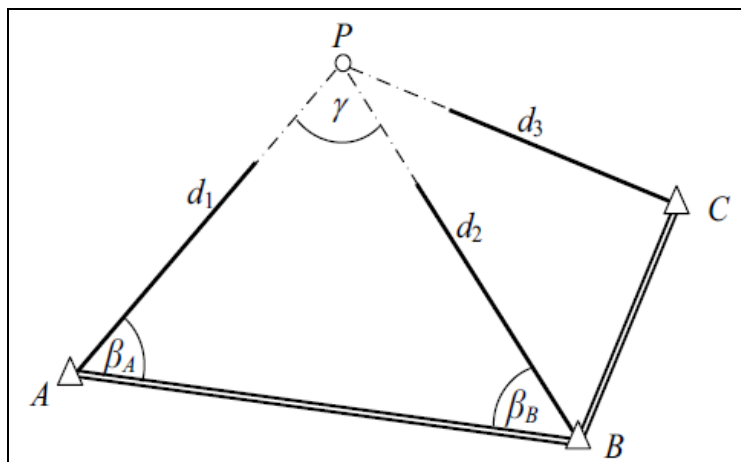


Рисунок 1.9 – Лінійна засічка

Знайшовши шляхом рішення оберненої геодезичної задачі довжину d сторони *AB* трикутника *APB*, за теоремою косинусів обчислюють кути β_A , β_B і γ в даному трикутнику, що дає потім змогу обчислити координати точки *P*. Для підвищення точності і контролю визначення положення точки *P* вимірюють віддаль d_3 до третього вихідного пункту *C* з відомими координатами і аналогічні обчислення виконують у трикутнику *BPC*.

Обробка результатів польових вимірювань та способи обчислення і вирівнювання координат шуканої точки *P* детально розглянуті в наступних розділах.

Розвиток знімальних мереж теодолітними ходами для створення топографічних планів масштабів 1:5 000, 1:2 000, 1:1 000, 1:500 може бути виконаний:

– прокладанням теодолітних ходів з використанням теодолітів, мірних стрічок та рулеток;

– прокладанням теодолітних ходів з використанням оптичних теодолітів, світловіддалемірів та електронних тахеометрів.

Теодолітні ходи прокладають на місцевості, зручній для лінійних вимірювань. Місця для закріплення вершин теодолітних ходів вибирають так, щоб забезпечити:

- зручність установки на них теодоліта чи тахеометра;
- добрий огляд місцевості при виконанні знімання;
- збереження вершин на весь період виконання знімання.

Питання для самоперевірки до теми № 1

1. На які три види поділяють геодезичні мережі?
2. Що таке планово-висотна державна геодезична мережа?
3. Що таке мережі згущення, як їх класифікують і які методи використані для її створення?
4. Що таке геодезичні знімальні мережі, на які види їх поділяють і які способи використовують для їх побудови?
5. Яким чином закріплюють і позначають на місцевості пункти державної геодезичної мережі, мереж згущення і точок знімальної основи?

2 ПРОЕКТУВАННЯ ТА ЗАКРІПЛЕННЯ НА МІСЦЕВОСТІ ПУНКТИВ ГЕОДЕЗИЧНИХ МЕРЕЖ ЗГУЩЕННЯ

На сьогодні середня щільність пунктів Державної геодезичної мережі (ДГМ) 1-3 класів на території України складає один пункт на 30 км², що в багатьох випадках не може забезпечити проведення геодезичних робіт. Подальше згущення ДГМ виконують створенням розрядних геодезичних мереж (РГМ) згущення 4 класу, 1 і 2 розрядів у містах, селищах та інших населених пунктах і на промислових майданчиках (від чотирьох до восьми пунктів на 1 км² – у забудованій частині; один пункт на 1 км² – на незабудованих територіях). Пункти РГМ згущення 4 класу, 1 і 2 розрядів використовують для забезпечення:

- знімальної основи великомасштабних знімальних;
- поновлення втрачених меж землекористувань;
- утворення нових і реорганізацію існуючих господарств;
- відводів земель підприємствам, організаціям і приватним особам,

2.1 Основні вимоги щодо створення розрядних мереж згущення

Планові РГМ згущення 4 класу, 1 і 2 розрядів створюють методами триангуляції, трилатерації, полігонометрії та GPS-спостереженнями або їх сполученнями. Спосіб створення РГМ згущення обирають з урахуванням економічної доцільності та умов спостережень.

Триангуляція 4 класу, 1 і 2 розрядів спирається на пункти ДГМ вищих класів або розрядів відповідно та будується у вигляді:

- суцільної мережі (рис. 2.1, а);
- ланцюгів трикутників (рис. 2.1, б);
- вставок окремих пунктів у трикутники (рис. 2.1, в), які утворені пунктами мереж вищих класів або розрядів.

Суцільна мережа триангуляції повинна опиратися не менш ніж на три вихідні геодезичні пункти і на дві вихідні сторони. Ланцюг трикутників повинен опиратися на два вихідні геодезичні пункти і на дві вихідні сторони, що прилягають до цих пунктів. Вихідними можуть бути сторони триангуляції, трилатерації або полігонометрії вищих класів, а також сторони розрядної триангуляції за умови, що довжини їх не коротші 1 км, а точність їх визначення не нижча відповідно: 1:200 000, 1:50 000 та 1:20 000.

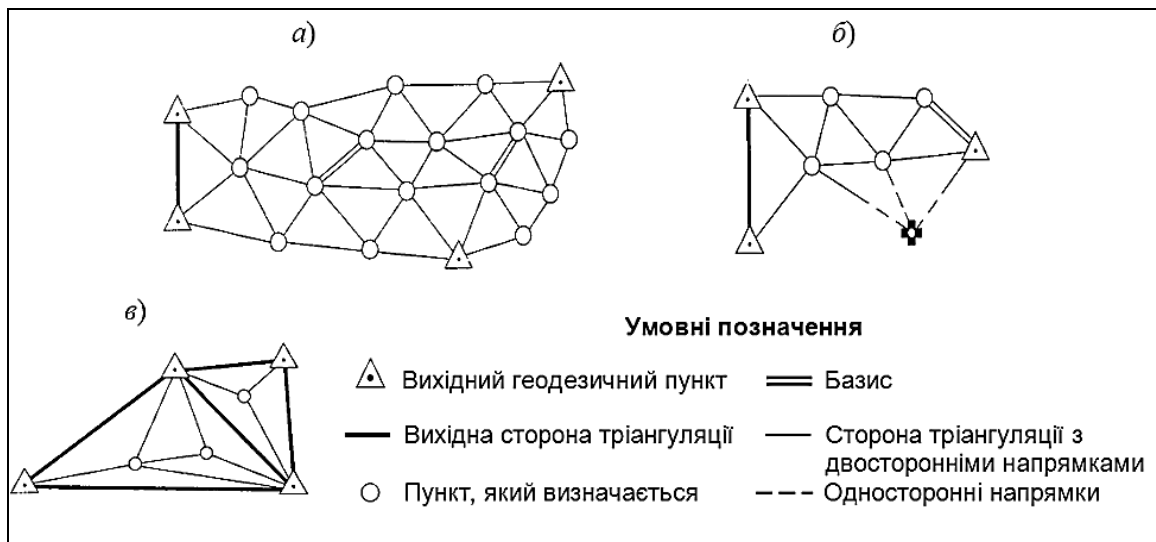


Рисунок 2.1 – Можливі схеми побудови триангуляційних мереж:
 а) суцільна триангуляційна мережа; б) ланцюг трикутників і пряма засічка;
 в) вставки в трикутники

Кожен пункт триангуляції 4 класу, 1 і 2 розрядів визначається із трикутників, в яких обов'язково вимірюються всі три кути. Якщо віддаль між пунктами триангуляції, які належать до різних побудов, буде в мережі 4 класу менше 3 км, в мережі 1 розряду < 2 км, в мережі 2 розряду < 1,5 км, то обов'язково повинен бути зв'язок між ними. У цілому триангуляція 4 класу, 1 і 2 розрядів повинна відповідати основним вимогам, наведеним в табл. 2.1.

Трилатерація 4 класу, 1 і 2 розрядів має вигляд:

- ланцюгів трикутників;
- геодезичних чотирикутників;
- поєднаних і стичних центральних систем.

Трилатерація 4 класу, 1 і 2 розрядів будується з метою згущення геодезичних мереж до щільності, що забезпечує розвиток знімальної основи для великомасштабних топографічних та кадастрових знімань, виконання інженерно-геодезичних та землепорядних вишукувань й ін.

Вихідними пунктами для розвитку трилатерації 4 класу, 1 і 2 розрядів є пункти геодезичної мережі вищих класів або розрядів відповідно. Вимірювання сторін у трилатерації проводять: світловіддалемірами (СТ-5, СТ-10); радіовіддалемірами (ТРАП, МТ-А1); електронними тахеометрами, які задовольняють потрібним вимогам. У цілому мережі трилатерації 4 класу, 1 і 2 розрядів повинні відповідати вимогам, наведеним у табл. 2.2.

Таблиця 2.1 – Характеристика триангуляції 4 класу, 1 і 2 розрядів

| Показники | 4 клас | 1 розряд | 2 розряд |
|---|-----------|----------|----------|
| Довжина сторони трикутника, км, не більше | 5 | 5 | 3 |
| Мінімально допустима величина кута, градус: | | | |
| – у суцільній мережі | 20 | 20 | 20 |
| – сполучного в ланцюжку | 30 | 30 | 30 |
| – трикутників у вставці | 30 | 30 | 20 |
| Кількість трикутників між вихідними сторонами або між вихідним пунктом і вихідною стороною, не більше | 10 | 10 | 10 |
| Мінімальна довжина вихідної сторони, км | 2 | 1 | 1 |
| Гранична середньоквадратична похибка кута, що обчислена за нев'язками у трикутниках, с | 2 | 5 | 10 |
| Гранично допустима нев'язка в трикутнику, с | 8 | 20 | 40 |
| Відносна похибка вихідної сторони, не більше | 1:200 000 | 1:50 000 | 1:20 000 |
| Відносна похибка визначення сторони в найбільш слабкому місці, не більше | 1:50 000 | 1:20 000 | 1:10 000 |

Таблиця 2.2 – Характеристика трилатерації 4 класу, 1 і 2 розрядів

| Показники | 4 клас | 1 розряд | 2 розряд |
|---|-----------|----------|----------|
| Довжина сторони трикутника, км | 2-5 | 0,5-5 | 0,25-3 |
| Мінімально допустима величина кута трикутника, градус | 30 | 20 | 20 |
| Гранична довжина ланцюга трикутників між вихідними сторонами або між вихідним пунктом і вихідною стороною, км | 14 | 7 | 4 |
| Мінімальна довжина вихідної сторони, км | 2 | 1 | 1 |
| Відносна середня квадратична похибка вимірювання сторони мережі | 1:120 000 | 1:80 000 | 1:40 000 |

Полігонометрія 4 класу, 1 і 2 розрядів створюється у вигляді окремих ходів або систем ходів, які спираються на пункти геодезичної мережі вищих класів або розрядів відповідно, з метою згущення геодезичної мережі для забезпечення розвитку знімальної основи великомасштабних топографічних та кадастрових зніманих і т. ін.

Окремий хід полігонометрії повинен спиратися на два вихідних пункти з обов'язковим вимірюванням кутів примикання. Для контролю та більш надійного примикання до опорної мережі рекомендується на кожному вихідному пункті примикати ходом до двох вихідних напрямків (рис. 2.2, а). Прокладання висячих ходів не допускається.

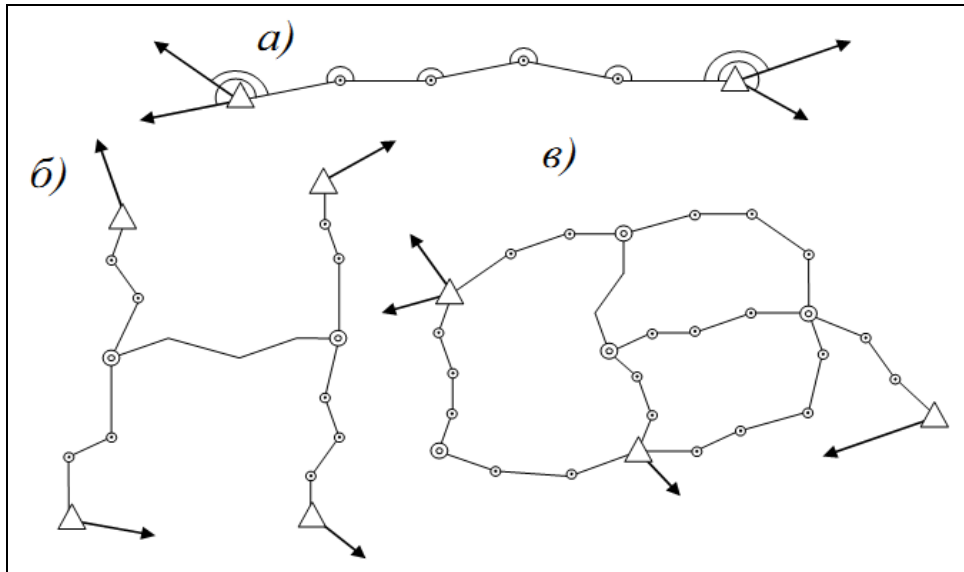


Рисунок 2.2 – Схеми побудови полігонометрії 4 класу, 1 і 2 розрядів:
 а) розімкнутий хід; б) система ходів з вузловими точками; в) система полігонів

Якщо два ходи близько сходяться (менше 2,0 км), тоді середні точки цих ходів необхідно зв'язувати додатковими ходами для більшої жорсткості (рис. 2.2, б). Так окремі ходи перетворюються в систему ходів.

Системи ходів умовно поділяють на:

- систему з вузловими точками (рис. 2.2, б);
- систему полігонів (рис. 2.2, в).

Система з однією або декількома вузловими точками складається із розімкнутих ходів, що перетинаються у вузлових точках і примикають до вихідних пунктів і вихідних напрямків (рис. 2.2, б).

Система полігонів складається із суміжних замкнутих ходів, що також мають вузлові точки (рис. 2.2, в).

Вимоги до створення мереж полігонометрії 4 класу, 1 і 2 розрядів наведені в табл. 2.3.

Висоти всіх центрів пунктів триангуляції, трилатерації і полігонометрії 4 класу, 1 і 2 розрядів визначають нівелюванням IV класу або технічним нівелюванням.

У гірській місцевості позначки центрів пунктів 4 класу, 1 і 2 розрядів визначаються тригонометричним нівелюванням.

Супутниковий метод створення мереж детально розглядається під час вивчення теми 9 (див. розділ 9).

Таблиця 2.3 – Характеристика полігонометрії 4 класу, 1 і 2 розрядів

| Показники | 4 клас | 1 розряд | 2 розряд |
|--|---------------------|----------------------|----------------------|
| Гранична довжина ходу, км: | | | |
| – окремого | 14 | 7 | 4 |
| – між вихідною і вузловою точками | 9 | 5 | 3 |
| – між вузловими точками | 7 | 4 | 2 |
| Граничний периметр полігона, км | 40 | 20 | 12 |
| Довжина сторін ходу, км: | | | |
| – найбільша | 3 | 0,80 | 0,50 |
| – найменша | 0,25 | 0,12 | 0,08 |
| – середня | 0,50 | 0,30 | 0,20 |
| Кількість сторін у ході, не більше | 15 | 15 | 15 |
| Відносна похибка ходу, не більше | 1:25 000 | 1:10 000 | 1:5 000 |
| Середня квадратична похибка виміряного кута (за нев'язками у ходах і в полігонах), не більше | 3" | 5" | 10" |
| Кутова нев'язка ходу або полігона, не більше, де n – кількість кутів у ході | $5'' \cdot n^{0,5}$ | $10'' \cdot n^{0,5}$ | $20'' \cdot n^{0,5}$ |
| Середня квадратична похибка вимірювання довжини сторони, см: | | | |
| – до 500 м | 1 | 1 | 1 |
| – від 500 до 1000 м | 2 | 2 | – |
| – понад 1000 м | 1:40 000 | – | – |

2.2 Організація робіт і складання проекту

Під час створення геодезичних мереж виконують наступні види робіт:

- складання проекту;
- рекогносцировку, вибір місця закладання та типів знаків;
- закладання знаків;
- дослідження та перевірки приладів;
- прив'язка пунктів майбутньої (запроектованої) мережі до пунктів Державної геодезичної мережі;
 - лінійні або кутові вимірювання (у полігонометрії лінійні та кутові вимірювання можуть виконуватися окремо або одночасно);
 - попередні обчислення (або обчислення робочих координат);
 - виконання вирівнювання;
 - оцінка точності виміряних і вирівняних величин;
 - складання каталогу координат;
 - складання технічного звіту.

Проектування РГМ згущення 4 класу, 1 і 2 розрядів виконується з дотриманням нормативних вимог (див. п. 2.1) на основі збору й аналізу відомостей і матеріалів про всі раніше виконані геодезичні роботи на об'єкті робіт, вивчення району робіт з карт і інших джерел, вивчення матеріалів спеціальних обстежень, вибору найбільш доцільного варіанту побудови геодезичної мережі з урахуванням плану подальшого освоєння земель. Проект РГМ згущення складають на топографічних картах масштабів 1:10 000-1:25 000. Під час проектування особливу увагу звертають на:

- надійність прив'язки пунктів РГМ згущення до ДГМ;
- довгострокове збереження пунктів;
- зручність кутових і лінійних вимірів на пунктах безпосередньо з землі;
- найбільше охоплення місцевості з кожного пункту та їх доступність під час розвитку знімального обґрунтування.

Відповідно до обраного розряду мережі виконують попередній розрахунок точності запроєктованої мережі. Якщо очікувана точність не задовольняє нормативним вимогам, то змінюють схему побудови та повторюють розрахунок. Після розробки проекту визначають обсяг робіт, потреби в приладах, матеріалах, транспорті, робочій силі. На основі цього складається кошторис витрат і план організації робіт. У процесі польового рекогносцирування складений проект мережі уточнюють і при необхідності корегують. Заплановані проектом пункти мережі закріплюють на місцевості підземними центрами і позначають зовнішніми знаками.

Серед методів створення РГМ згущення найбільше розповсюдження набула полігонометрія. Триангуляцію застосовують тільки на відкритій і гірській місцевості або у випадках, коли (з будь-яких причин) застосування полігонометрії неможливе. Трилатерацію застосовують тоді, коли (з будь-яких причин) неможливі кутові виміри. Отже, оскільки в полігонометрії виконують як лінійні, так і кутові виміри (в трилатерації – тільки лінійні, в триангуляції – тільки кутові), тому, з методичної точки зору, достатньо детально розглянути технологію створення полігонометричних мереж, щоб навчитись виконувати побудову мереж триангуляції та трилатерації.

2.3 Проектування полігонометрії

У полігонометричних ходах, як і в теодолітних, вимірюють кути та лінії. Різниця тільки в точності вимірювання – у полігонометрії ці виміри в десятки, а деколи в сотні разів точніші.

У залежності від способу вимірювання ліній розрізняють наступні види полігонометрії:

1) траверсна – прилади для вимірювання довжин (підвісні мірні дроти та рулетки) безпосередньо вкладають у створі лінії, що вимірюється;

2) віддалемірна – лінії вимірюють оптичними віддалемірами (останнім часом майже не використовується).

3) короткобазисна-паралактична – створюють допоміжні геометричні побудови, в яких вимірюють не сторони ходу, а коротші відрізки – базиси; потім довжини сторін обчислюють аналітично (останнім часом майже не використовується).

4) світло- або радіовіддалемірна – визначення віддалі засновано на принципах електронного вимірювання часу поширення електромагнітних хвиль між кінцевими точками вимірюваної лінії.

Якість створюваної полігонометрії характеризується попередньо обчисленими середніми квадратичними похибками та їх дійсними значеннями. Тому далі більш детально розглянуто, як похибки вимірювань у полігонометричному ході впливають на кінцевий результат – координати пунктів.

2.3.1 Кутова похибка ходу

Нехай на місцевості прокладено полігонометричний хід (рис. 2.3), який спирається на вихідні напрямки ($T_{поч}-T'_{поч}$ та $T_{кін}-T'_{кін}$) і в якому виміряні всі (n) сторони і всі ($n + 1$) ліві кути.

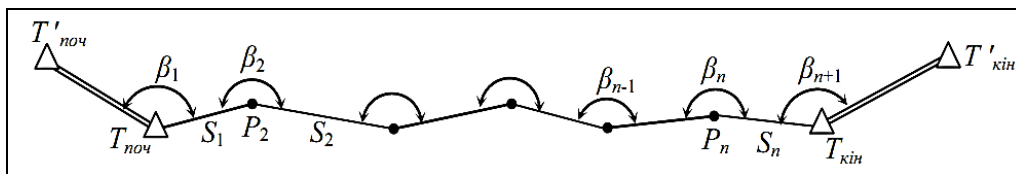


Рисунок 2.3 – Схема полігонометричного ходу

Кутову нев'язку в полігонометричному ході обчислюють як різницю між практично виміряними кутами і теоретичною (безпомилковою) сумою цих кутів:

$$f_{\beta} = \sum_1^{n+1} \beta_{np} - \sum_1^{m+1} \beta_T. \quad (2.1)$$

Щоб знайти теоретичну суму кутів розімкнутого ходу застосуємо відому залежність між дирекційними кутами α_i та кутами повороту β_i :

$$- \text{ для лівих кутів: } \alpha_K = \alpha_{\Pi} + \sum_1^{n+1} \beta_{T(L)} - 180^\circ \cdot (n+1), \quad (2.2)$$

$$- \text{ для правих кутів: } \alpha_K = \alpha_{\Pi} - \sum_1^{n+1} \beta_{T(\Pi)} + 180^\circ \cdot (n+1), \quad (2.3)$$

де α_{Π} , α_K – дирекційні кути початкового і кінцевого вихідних напрямків;
 $n + 1$ – кількість кутів повороту полігонометричного ходу.

З формул (2.2) та (2.3) отримаємо теоретичні суми відповідно для лівих і правих виміряних кутів:

$$\sum_1^{n+1} \beta_{T(L)} = \alpha_K - \alpha_{\Pi} + 180^\circ \cdot (n+1), \quad (2.4)$$

$$\sum_1^{n+1} \beta_{T(\Pi)} = \alpha_{\Pi} - \alpha_K + 180^\circ \cdot (n+1), \quad (2.5)$$

Підставимо значення теоретичних сум кутів з формул (2.4) та (2.5) у формулу (2.1), та отримаємо кінцеві формули для визначення кутових нев'язок, як у випадку вимірювання лівих, так і правих кутів.

$$f_{\beta} = \sum_1^{n+1} \beta_L + \alpha_{\Pi} - \alpha_K - 180^\circ \cdot (n+1), \quad (2.6)$$

$$f_{\beta} = \sum_1^{n+1} \beta_{\Pi} - \alpha_{\Pi} + \alpha_K - 180^\circ \cdot (n+1), \quad (2.7)$$

Якщо виходити з припущення, що всі кути були виміряні рівноточно з похибкою m_{β} , то на підставі формул (2.6) та (2.7) середня квадратична похибка $m_{f_{\beta}}$ кутової нев'язки f_{β} буде дорівнювати:

$$m_{f_{\beta}} = m_{\beta} \cdot \sqrt{n'}, \quad (2.8)$$

де $n' = n + 1$ – кількість кутів повороту полігонометричного ходу.

На підставі формули (2.8) перейдемо від середньої квадратичної похибки до гранично допустимої кутової нев'язки:

$$f_{\beta, \text{зр}} = \pm 2 \cdot m_{\beta} \cdot \sqrt{n'} . \quad (2.9)$$

де m_{β} – середня квадратична похибка вимірювання кута для відповідного класу або розряду.

2.3.2 Лінійна похибка ходу

Розглянемо витягнутий рівносторонній полігонометричний хід, в якому замикаюча хода L (відстань між пунктами P_1 і P_{n+1}) дорівнює його довжині (рис. 2.4):

$$L = S_1 + S_2 + \dots + S_n . \quad (2.10)$$

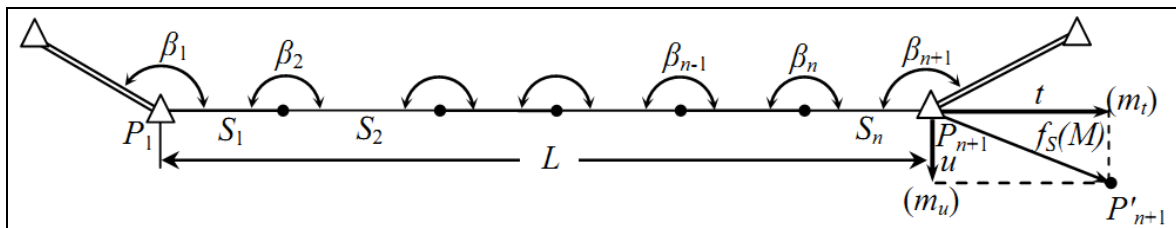


Рисунок 2.4 – Схема до визначення поздовжньої та поперечної похибки полігонометричного ходу

Середня квадратична похибка вимірювання всіх ліній витягнутого ходу довжиною L буде дорівнювати:

$$m_L^2 = m_{S_1}^2 + m_{S_2}^2 + \dots + m_{S_n}^2 = [m_S^2] . \quad (2.11)$$

Однак під час вимірювання лінії на результат впливають випадкові μ і систематичні λ похибки. Тобто середня квадратична похибка кожної лінії буде дорівнювати:

$$m_{S_i}^2 = \mu^2 S + \lambda^2 S^2 . \quad (2.12)$$

Структура величин μ і λ залежить від метода вимірювання ліній.

2.3.3 Поздовжній і поперечний зсув ходу

Нев'язки f_x і f_y за осями координат у полігонометричному ході будь-якої форми визначають за відомими формулами:

$$\left. \begin{aligned} f_x &= \sum_1^n \Delta x - (x_K - x_{II}); \\ f_y &= \sum_1^n \Delta y - (y_K - y_{II}); \end{aligned} \right\} \quad (2.13)$$

де n – кількість сторін;

$\sum_1^n \Delta x$; $\sum_1^n \Delta y$ – суми обчислених приростів координат;

x_{II} , y_{II} , x_K , y_K – координати початкового і кінцевого вихідних пунктів.

Абсолютна лінійна нев'язка f_L у периметрі ходу дорівнює:

$$f_S = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}. \quad (2.14)$$

У витягнутому полігонометричному ході (рис. 2.4) нев'язку f_S звичайно розкладають на *поздовжній* t і *поперечний* u зсуви (рис. 2.5):

$$f_S^2 = t^2 + u^2. \quad (2.15)$$

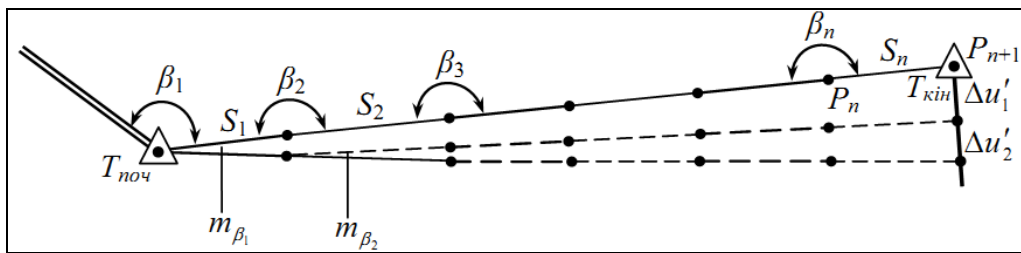


Рисунок 2.5 – Схема поперечного зміщення кінцевої точки витягнутого полігонометричного ходу

Величина поздовжнього зсуву t складається з похибок вимірювання сторін m_S і тому з урахуванням формули (2.11) середня квадратична похибка *поздовжнього* зсуву буде мати вигляд:

$$m_t^2 = [m_S^2]. \quad (2.16)$$

Величина u є результат накопичення похибок вимірювання кутів. Так, якщо при вимірюванні кутів $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$ зроблені відповідні похибки $m_{\beta_1}, m_{\beta_2}, \dots, m_{\beta_n}$, то кінцева точка P_{n+1} зміститься перпендикулярно до напрямку ходу на величини $\Delta u'_1, \Delta u'_2, \dots, \Delta u'_n$ (рис. 2.5).

Складемо вирази для поперечних зсувів (кути β не виправлялись).

$$\left. \begin{aligned} \Delta u'_1 &= (S_1 + S_2 + \dots + S_n) \frac{m_{\beta_1}}{\rho}, \\ \Delta u'_2 &= (S_2 + S_3 + \dots + S_n) \frac{m_{\beta_2}}{\rho}, \\ &\dots\dots\dots \\ \Delta u'_n &= S_n \frac{m_{\beta_n}}{\rho}. \end{aligned} \right\} \quad (2.17)$$

Сумуючи окремі зсуви кінцевої точки ходу, одержимо поперечну нев'язку u' :

$$u' = \Delta u_1 + \Delta u_2 + \dots + \Delta u_n. \quad (2.18)$$

Підставивши значення окремих зсувів з (2.17) у вираз (2.18), маємо:

$$u' = (S_1 + S_2 + \dots + S_n) \frac{m_{\beta_1}}{\rho} + (S_2 + S_3 + \dots + S_n) \frac{m_{\beta_2}}{\rho} + \dots + S_n \frac{m_{\beta_n}}{\rho}. \quad (2.19)$$

Якщо в ході всі сторони приблизно рівні між собою, тобто: $S_1 \approx S_2 \approx \dots \approx S_n = S$, тоді формула (2.19) прийме вигляд:

$$u' = S \cdot n \frac{m_{\beta_1}}{\rho} + S \cdot (n-1) \frac{m_{\beta_2}}{\rho} + \dots + S_n \frac{m_{\beta_n}}{\rho}. \quad (2.20)$$

Середня квадратична похибка поперечної нев'язки витягнутого ходу з приблизно однаковими сторонами без виправлення кутів за нев'язку дорівнює:

$$\begin{aligned} m_{u'}^2 &= S^2 [n^2 + (n-1)^2 + \dots + 1^2] \frac{m_{\beta}^2}{\rho^2} = \\ &= \frac{S^2 n(n+1)(2n+1)}{6} \cdot \frac{m_{\beta}^2}{\rho^2} = L^2 \frac{(n+1)(2n+1)}{6n} \cdot \frac{m_{\beta}^2}{\rho^2}; \end{aligned} \quad (2.21)$$

З формули (2.21), нехтуючи одиницею в чисельнику, отримаємо:

$$m_{u'} = L \sqrt{\frac{(n+1)(2n+1)}{6n}} \cdot \frac{m_{\beta}}{\rho} = L \sqrt{\frac{n+1,5}{3}} \cdot \frac{m_{\beta}}{\rho}. \quad (2.22)$$

Якщо кути попередньо виправлені за нев'язку f_{β} , то маємо:

$$m_u = L \sqrt{\frac{(n+2)(n+1)}{12n}} \cdot \frac{m_{\beta}}{\rho} = L \sqrt{\frac{n+3}{12}} \cdot \frac{m_{\beta}}{\rho}. \quad (2.23)$$

Середню квадратичну похибку M положення кінцевої точки для витягнутого полігонометричного ходу можна визначити за середніми квадратичними похибками поздовжнього і поперечного зсувів:

$$M^2 = m_t^2 + m_u^2. \quad (2.24)$$

З урахуванням формул (2.16) та (2.22) середня квадратична похибка M положення кінцевої точки для витягнутого ходу з приблизно однаковими сторонами без виправлення кутів за нев'язку дорівнюватиме:

$$M'^2 = [m_s^2] + \frac{m_{\beta}^2}{\rho^2} L^2 \frac{n+1,5}{3}. \quad (2.25)$$

Якщо кути попередньо виправлені за нев'язку за формулами (2.16) та (2.23), то середня квадратична похибка M положення кінцевої точки для витягнутого ходу з приблизно однаковими сторонами буде дорівнювати:

$$M^2 = [m_s^2] + \frac{m_{\beta}^2}{\rho^2} L^2 \frac{n+3}{12}. \quad (2.26)$$

Якщо в ході сторін менше 5, то множники $\frac{n+1,5}{3}$ і $\frac{n+3}{12}$ у формулах (2.25) та (2.26) слід замінити, відповідно, на $\frac{2n^2+3n+1}{6n}$ і $\frac{n^2+3n+2}{12n}$.

Для ходу довільної форми середня квадратична похибка M положення кінцевої точки буде дорівнювати:

– без виправлення кутів за нев’язку (рис. 2.6, а)

$$M^2 = [m_S^2] + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [D_{n+1,i}^2]; \quad (2.27)$$

– кути попередньо виправлені за нев’язку (рис. 2.6, б)

$$M^2 = [m_S^2] + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [D_{0,i}^2]; \quad (2.28)$$

де $D_{n+1,i}$ – відстань від кінцевої до кожної точки;

$D_{0,i}$ – відстань від центра ваги до кожної точки (їх можна визначати графічно по кресленню).

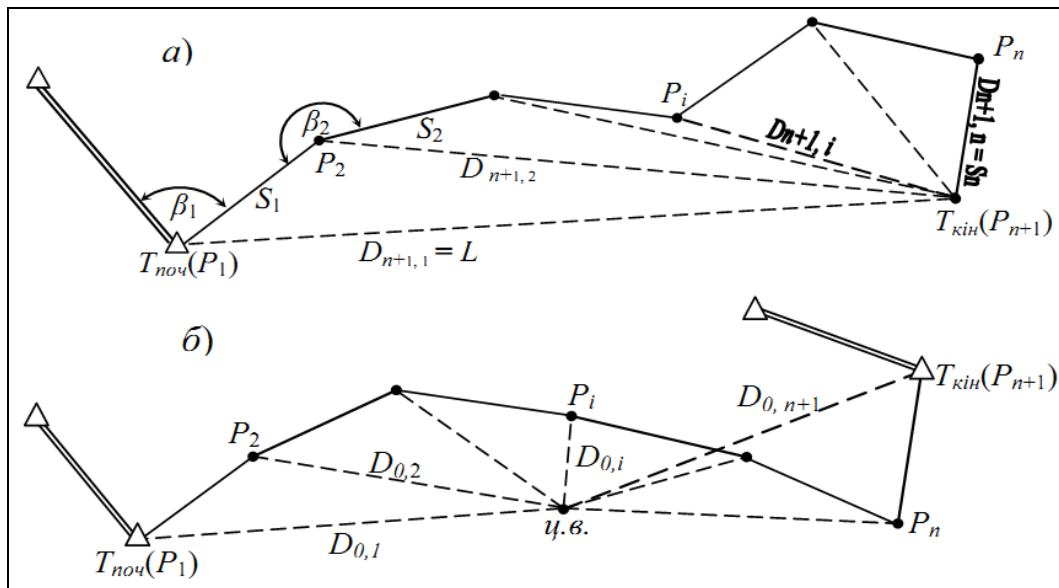


Рисунок 2.6 – Схема для визначення середньої квадратичної похибки кінцевої точки для ходу довільної форми:

а) – кути попередньо не виправлені за нев’язку; б) – кути виправлені за нев’язку

2.3.4 Зменшення впливу кутових і лінійних похибок

Як видно з формули (2.25) зі збільшенням довжини ходу і кількості його сторін настає момент, коли другий член у правій частині формули перевищить перший і буде вирішальним у відношенні точності. Тому зрозуміле бажання знайти спосіб зменшити вплив похибок кутових вимірів і, таким чином, зменшити загальний зсув кінцевої точки ходу.

Для зменшити загальний зсув кінцевої точки ходу вибирають через декілька точок повороту ходу пункти з розрахунком забезпечення їх взаємної видимості. Наприклад, на рис. 2.7 між пунктами тріангуляції $T_{поч}$ і $T_{кін}$ вибрані пункти K і N таким чином, що з точки K видно точку $T_{поч}$, і навпаки, з точки N – точку $T_{кін}$. Такі пункти (у даному випадку пункти K і N називають *головними* пунктами ходу або полігона.

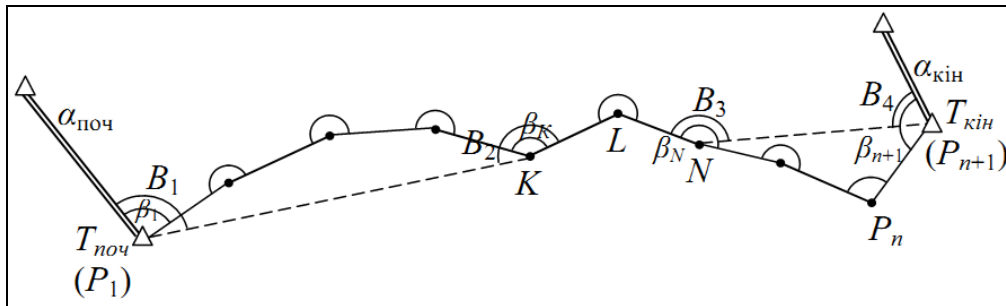


Рисунок 2.7 – Схема для підвищення точності передачі дирекційних кутів

Для забезпечення взаємної видимості на пунктах K і N , за необхідності, установлюють піраміди або піраміди-штативи, а між створеними лініями $T_{поч}-K$ і $N-T_{кін}$ вимірюють найбільш старанно кути повороту відповідно B_1 , B_2 і B_3 , B_4 . Це дає можливість передавати дирекційні кути на лінії, використовуючи менше число кутів повороту і цим зменшувати кутову нев'язку. Для зменшення впливу лінійних похибок потрібно під час проектування ходів, у відповідності з умовами на місцевості, прокладати їх, по можливості, прямолінійно та никати різної довжини сторін. Якщо виникає необхідність, допускають викривлення ходу, проте, з метою досягнення більшої точності, слід дотримуватися правила, щоб хід, по можливості, менше відхилявся від основного напрямку ходу. Хід $ABCDE$, пункти якого ближче до основного напрямку AE , за інших рівних умов (наприклад, за однакового периметру) слід уважати більш точним, порівняно з ходом AKE , який має тільки один згин (див. рис. 2.8), а точка K значно віддалена від напрямку AE .

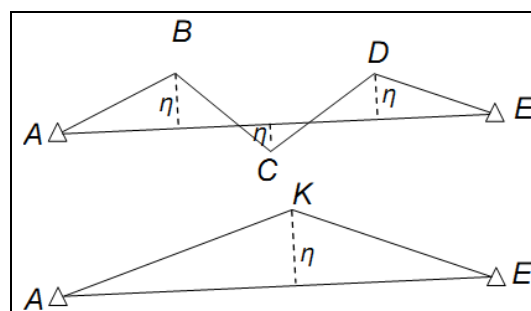


Рисунок 2.8 – Схема для врахування форми полігонометричного ходу

2.3.5 Попередній розрахунок точності полігонометрії

Під час складання проекту полігонометричної мережі необхідно виконати попередній розрахунок точності кожного полігонометричного ходу, що запроектований на карті. Для цього з карти виписують для кожного ходу: довжину $[S]$, замикаючу L , кількість ліній n , кількість кутів $n + 1$, максимальну S_{\max} , мінімальну S_{\min} і середню $S_{\text{сер}}$ довжину ліній.

Розрахунок починають з установаження форми ходу. Хід вважають достатньо прямолінійним, якщо виконуються умови:

$$\text{гран}\eta \leq \frac{L}{8} \quad \text{та} \quad \frac{[S]}{L} \leq 1,3, \quad (2.29)$$

де η – максимальне відхилення точок ходу від замикаючої L (див. рис. 2.8).

Відомо, що до вирівнювання в полігонометричному ході найбільшу середню квадратичну похибку M' буде мати кінцевий пункт ходу.

Якщо полігонометричний хід прокладено між пунктами з відомими координатами, то самим слабким місцем ходу після його вирівнювання є його середина. Середня квадратична похибка m положення точки у середині ходу після вирівнювання приблизно в 2 рази менше ніж M' положення кінцевої точки ходу до його вирівнювання, тобто:

$$m = \frac{M'}{2}. \quad (2.30)$$

Від середньої квадратичної похибки перейдемо до граничної похибки положення точки в слабкому місці:

$$\Delta_{\text{гр}} = 2m = M'. \quad (2.31)$$

У формулах (2.27) і (2.28), що виражають середні квадратичні похибки M' і M положення кінцевої точки, величина $[m_{\zeta}^2]$ визначається залежно від метода вимірювання віддалей.

Сумарна середня квадратична похибка вимірювання віддалей $[m_{\zeta}^2]$ витягнутого ходу довжиною L підвісним мірним приладом чи рулеткою буде дорівнювати:

$$[m_{\zeta}^2] = \mu^2[S] + \lambda^2[S^2] = \mu^2L + \lambda^2L^2. \quad (2.32)$$

де μ – величина випадкової похибки на 1 м;

λ – величина систематичної похибки на 1 м.

Для розрахунків очікуваної похибки деякої лінії, яка виміряна *світловіддалеміром*, використовують рівняння:

$$m_s = \mu + \lambda \cdot S_{\text{км}} \cdot 10^{-6}, \quad (2.33)$$

тут μ та λ в міліметрах, а S – в кілометрах.

Для ходу, в якому лінії виміряні *світловіддалеміром*, сумарна середня квадратична похибка вимірювання віддалей $[m_s^2]$ визначається за формулою:

$$[m_s^2] = n \cdot m_s^2. \quad (2.34)$$

Значення m_s різняться для різних типів світловіддалемірів, точність яких детально розглядається у темі 4 (див. розділ 4, пп. 4.4, табл. 4.2).

2.4 Геодезичні знаки мереж згущення

Кінцевий проект геодезичної мережі затверджують після рекогносцирування.

Головною метою рекогносцирування є:

уточнення проекту мережі;

остаточний вибір місць закладання пунктів;

остаточний вибір типів знаків, якими закріплюють геодезичні пункти мереж тріангуляції, трилатерації, полігонометрії.

Під час рекогносцирування вибрані місця для закладання пунктів закріплюють тимчасовими знаками (кілками, металевими штирями, обкопуванням) і на них складають абриси з прив'язуванням до постійних місцевих предметів не менш ніж трьома промірами. Після закладання знаків проміри уточнюють. Оскільки вся територія України знаходиться в зоні сезонного промерзання ґрунтів, то широке застосування мають знаки, призначені саме для таких умов (рис. 2.9, а). На незабудованій території, на віддалі 1,5 м від центра встановлюється залізобетонний розпізнавальний стовп з охоронною пластиною, що повинна бути повернута в напрямку центру, безпосередньо над центром пункту насипають невисокий курган висотою до 30 см і діаметром не менше 1 м.

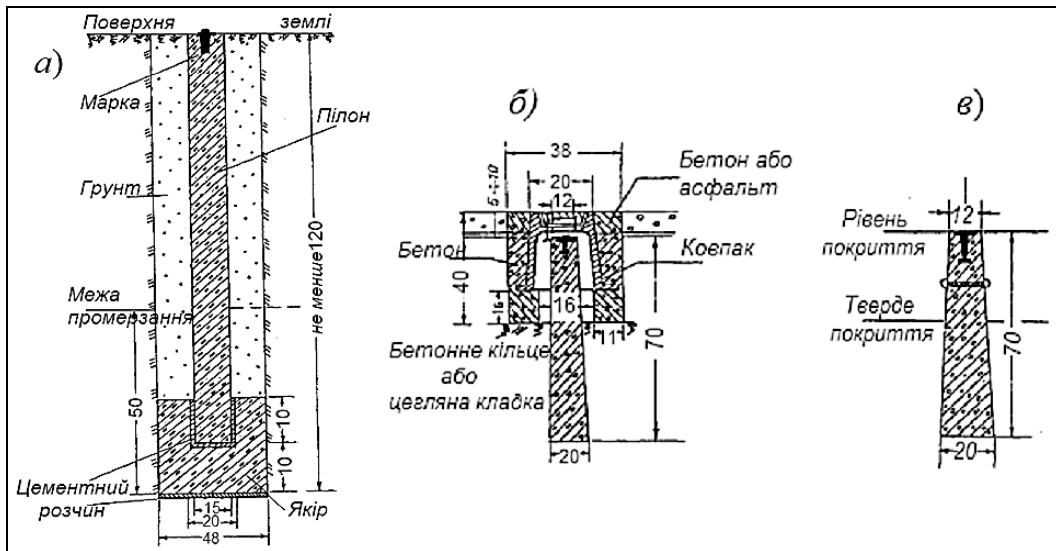


Рисунок 2.9 – Центри пунктів полігонометрії, триангуляції та трилатерації 4 класу, 1 і 2 розрядів:

а) – для незабудованих територій (тип У160); б) – для міст Києва, Севастополя і обласних центрів (тип У15к); в) – для забудованих територій, райцентрів, міст, селищ, сільських населених пунктів (тип У15)

Для забудованих територій міст та населених пунктів застосовують дещо інші типи ґрунтових знаків, які показані на рис. 2.9, б, в. Центр такого знака закладають нижче рівня землі, а зверху закривають чавунним ковпаком із кришкою. Кришка розташована на рівні з асфальтом або землею зі знятим дерном. При закладці ґрунтових центрів слід враховувати розташування підземних комунікацій і по можливості уникати ділянок з інтенсивним рухом та передбачуваних місць майбутньої забудови.

Якщо пункт ДГМ закріплюють на даху будівлі або споруди, то необхідно використовувати центри типу У16 (рис. 2.10).

У місцях суцільних забудов широко застосовують настінні знаки полігонометрії. Такий знак показано на рис. 2.11. Їх закладають по одному (одинарні), а також по два (подвійні) та по три (потрійні). За статистичними даними стінні знаки зберігаються на порядок більше років, ніж ґрунтові.

На пунктах мереж триангуляції, трилатерації, інколи полігонометрії, що створюються як основа великомасштабного знімання, для забезпечення видимості, між сусідніми центрами установлюють зовнішні геодезичні знаки таких типів: металеві піраміди-штативи з візирними цілями, що знімаються, чотиригранні металеві піраміди (див. рис. 2.12).

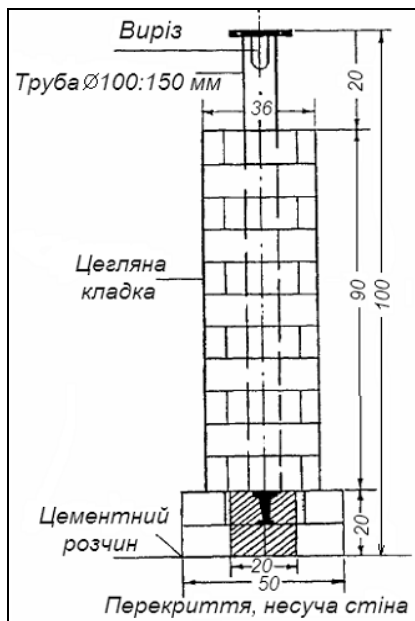


Рисунок 2.10 – Центр пункту триангуляції, трилатерації та полігонометрії на будівлі (тип У16)

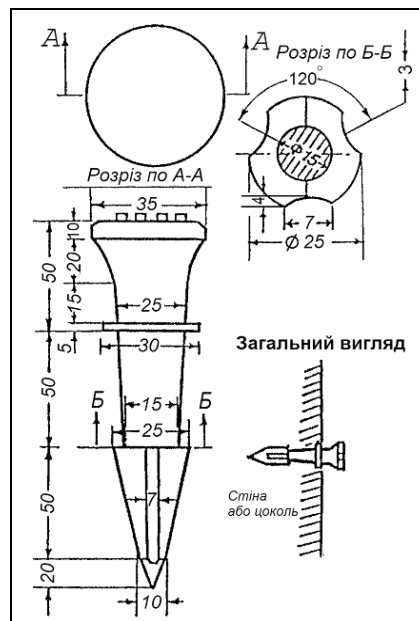


Рисунок 2.11 – Стінний знак пункту полігонометрії 4 класу, 1 і 2 розрядів (тип 143)

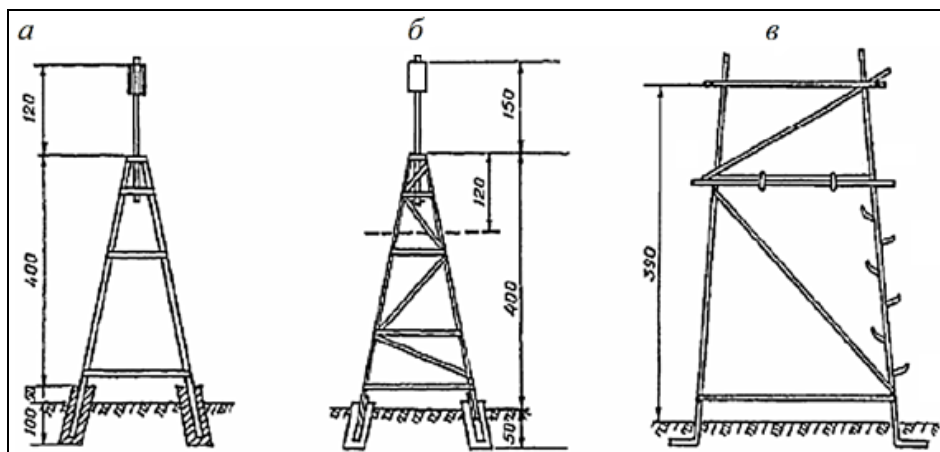


Рисунок 2.12 – Схеми зовнішніх геодезичних знаків:

а – чотиригранна піраміда (з кутової сталі); *б* – піраміда-штатив з кутової сталі (50×50×5 мм або 35×35×4 мм) з мало фазною візирною ціллю, що знімається, з висотою до інструментального столика від 1,2 м до 4,0 м; *в* – металева переносна площадка для спостереження з пірамід-штативів виготовляється з кутової сталі (50×50×5 мм або 35×35×4 мм)

Візирні цілі геодезичних знаків повинні бути малофазними та мати такі розміри: висота візирного циліндра – 0,5 м, діаметр – 0,25 м. Віддаль від інструментального столика до нижнього диску візирного циліндра повинна бути не меншою за 0,8 м.

Малофазна циліндрична поверхня створюється краями радіально розташованих планок, що прикріплені до дисків. Відхилення проєкцій центрів візирного циліндра і столика для приладу від центрів пункту можуть бути не більшими за 5 см.

На забудованих територіях в якості зовнішніх знаків пунктів триангуляції і трилатерації, які встановлюють на дахах будівель, застосовують металеві піраміди-штативи або тури з візирними цілями, що знімаються (рис. 2.13).

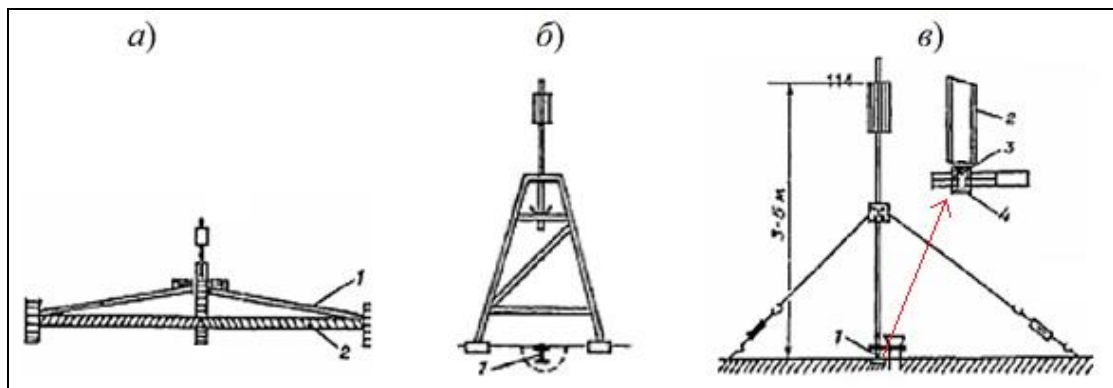


Рисунок 2.13 – Зовнішні знаки пунктів триангуляції і трилатерації на дахах будівель:

a) – тур з візирною ціллю, що знімається (1 – покрівля; 2 – перекриття); *б)* – піраміда-штатив з візирною ціллю, що знімається (1 – марка); *в)* – металева віха з візирним циліндром, що знімається (1 – центр пункту; 2 – віха; 3 – отвір (центр пункту); 4 – болт)

Питання для самоперевірки до теми № 2

1. Які вимоги враховують при створенні мереж згущення?
2. Які задачі вирішуються при проектуванні і рекогносцируванні геодезичних мереж згущення?
3. Похибки яких вимірювань у витягнутому полігонометричному ході є джерелом поздовжньої і поперечної нев'язки?
4. Які вимоги висувають до форми полігонометричного ходу під час проектування?
5. Як зменшити вплив лінійних і кутових похибок полігонометричного ходу?

3 КУТОВІ ВИМІРЮВАННЯ В ГЕОДЕЗИЧНИХ МЕРЕЖАХ ЗГУЩЕННЯ

3.1 Прилади для кутових вимірювань у мережах згушення

Кутові вимірювання в триангуляції і полігонометрії 4-го класу, 1-го і 2-го розрядів, як правило, виконують оптичними точними теодолітами типів Т2 (2Т2, 2Т2П, 3Т2КП) і Т5 (2Т5, 2Т5К, 2Т5КП, 3Т5КП).

Базовою конструкцією для уніфікованих моделей теодолітів серії 2Т є теодоліт 2Т2. Зазначені теодоліти мають багато спільних вузлів і деталей управління, забезпечені високоякісними зоровими трубами із збільшенням 27,5-30 разів, в яких сітка ниток закріплена нерухомо. Для виключення колімаційної похибки зорова труба обладнана юстувальним пристроєм у вигляді клинового кільця, яке обертають за допомогою спеціального ключа і тим самим повертають об'єктивне коліно зорової труби відносно її горизонтальної осі обертання. Для приведення горизонтальної осі зорової труби в положення, перпендикулярне осі обертання теодоліта, у колонках установлені ексцентрикові лагери. Для попереднього наведення на візирні цілі зорові труби з двох сторін мають коліматорні візири. Навідні і закріпні пристрої алідади та зорової труби, які розташовані з одного боку теодоліта, співвісні і забезпечені механізмами закріплення куркового типу.

Усі теодоліти серій 2Т і 3Т мають неповторювальну (просту) систему осей. До горизонтального круга прикріплений круг-шукач напрямків, який служить для перестановки лімба при вимірюванні кутів. Круг-шукач має шкалу з ціною поділки 10° , відліки по ній беруть за індексом з точністю до 1° через одне з двох віконць на колонці приладу. Установку потрібного відліку виконують обертанням рукоятки перестановки горизонтального лімба після попереднього й натискування. Теодоліти забезпечені оптичними центрами, окуляри яких розташовані в алідадній частині. Завдяки оптичним центрам центрування приладу та візирних марок виконують з точністю 1 мм. Теодоліти мають відокремлені підставки, що дозволяють проводити вимірювання кутів за триштативною системою. Для перенесення теодолітів і надання їм додаткової жорсткості зверху колонок закріплені ручки.

Теодоліт 2Т2 (рис. 3.1, а) призначений для вимірювання горизонтальних кутів і зенітних віддалей в триангуляції і полігонометрії 3-го і 4-го класів, у геодезичних мережах згушення 1-го розряду, при вишукувальних роботах і т. д.

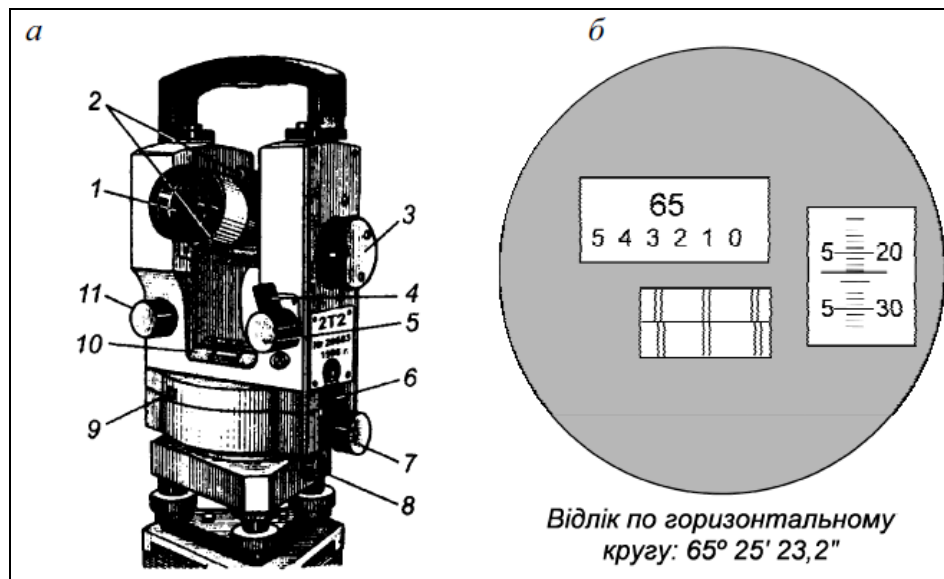


Рисунок 3.1 – Теодоліт 2Т2:

а – загальний вигляд: 1 – об’єктив, 2 – коліматорний візир, 3 – рукоятка мікрометра, 4 – закріпний пристрій вертикального лімба; 5 – навідний гвинт вертикального лімба; 6 – закріпний пристрій горизонтального круга, 7 – навідний гвинт горизонтального круга; 8 – закріпний гвинт трегера (підставки), 9 – вікно шукача горизонтального круга; 10 – рівень; 11 – регулювальний гвинт рівня при вертикальному крузі;

б – поле зору відлікового мікроскопа

Відмінною особливістю теодоліта є двостороння відлікова система. У ній використаний принцип суміщеного відліку по діаметрально протилежним частинам лімба за допомогою оптичного мікрометра, що виключає у відліках вплив ексцентриситету алідади. Горизонтальний і вертикальний круги розподілені через 20' і оцифровані через 1°. Горизонтальний круг має подвійні (біфілярні) штрихи, а вертикальний – одинарні. Відліки по кутомірним кругам передаються в поле зору мікроскопа за допомогою двоканальної відлікової системи. Зміну каналів виробляють поворотом спеціальної рукоятки, розташованої ліворуч з боку окуляра на колонці (при *КЛ*). При спостереженні горизонтального круга фон поля має зеленуватий відтінок, а вертикального – блакитний.

У полі зору відлікового мікроскопа є три вікна (рис. 3.1, *б*):

- у центральному вікні видно діаметрально протилежні штрихи кутомірного круга;
- у нижній половині верхнього вікна спостерігається шкала десятків хвилин, а у верхній половині – цифри, що позначають число градусів;
- у бічному вікні видна шкала оптичного мікрометра; цифри зліва позначають хвилини, а праворуч – секунди.

Після візування на спостережувану ціль обертанням рукоятки оптичного мікрометра в центральному вікні суміщають верхні і нижні штрихи круга і беруть відліки:

- у верхньому вікні зчитують число градусів – 65° і десятків мінут – $20'$;
- за шкалою оптичного мікрометра в бічному вікні за індексом у лівому ряду цифр відраховують одиниці мінут – 5 , у правому ряду цифр – десятки секунд – $20''$ і за шкалою – секунди і їх частки – $3,2''$.

Таким чином, повний відлік по горизонтальному кругу складає: $65^\circ 20' 00'' + 0^\circ 05' 20'' + 0^\circ 00' 03,2'' = 65^\circ 25' 23,2''$.

Аналогічно беруть відлік і по вертикальному кругу, але перед суміщенням штрихів вертикального круга бульбашку рівня необхідно обов'язково вивести в нуль-пункт за допомогою гвинтового мікрометра.

Місце зеніту MZ , обчислюють за формулою:

$$MZ = \frac{KL + KP - 360^\circ}{2}. \quad (3.1)$$

Зенітну відстань z обчислюють за формулою:

$$z = \frac{KL - KP + 360^\circ}{2} = KL - MZ = MZ - KP + 360^\circ. \quad (3.2)$$

Теодоліт 2Т2П відрізняється від 2Т2 тільки зоровою трубою прямого зображення.

Розглянуті теодоліти забезпечують вимірювання кутів одним повним прийомом з середньою квадратичною похибкою: горизонтальних – $2''$, зенітних віддалей – $2-3''$.

Теодоліт 3Т2КП (рис. 3.2) є базовою конструкцією групи уніфікованої серії 3Т та є подальшою модифікацією теодоліта 2Т2. Відмінність цього теодоліта від теодоліта 2Т2 полягає у наступному:

- модульний принцип побудови, при якому конструкція розділена на ряд окремих модулів (зорова труба, вертикальна вісь з горизонтальним кругом, відлікова система вертикального круга, колонка з горизонтальною віссю, мікрометр), які можна збирати, юстирувати і замінювати окремо;
- більш досконала конструкція вузла вертикальної осі з горизонтальним кругом і пристроєм точного встановлення заданого відліку по горизонтальному лімбу;
- оснащення зоровою трубою прямого зображення;

– замість рівня при вертикальному крузі є оптичний маятниковий компенсатор для автоматичного встановлення індексу вертикального круга, що працює в межах $\pm 3,5'$ з середньою квадратичною похибкою компенсації $0,5''$;

– компенсатор вертикального круга дозволяє використовувати теодоліт для нівелювання горизонтальним променем;

– вертикальний круг з біфілярними штрихами такий же, як і горизонтальний, що забезпечує збільшення точності вимірювання зенітних віддалей до рівня горизонтальних кутів ($\sim 2''$);

– у відліковому мікроскопі в правому ряду цифр шкали мікрометра замість оцифровки десятків (10, 20, ..., 50) секунд наведені одинарні цифри (1, 2, ..., 5), які треба множити на 10.

На рис. 3.2 відлік по горизонтальному кругу складає: $149^{\circ}37'22,4''$.

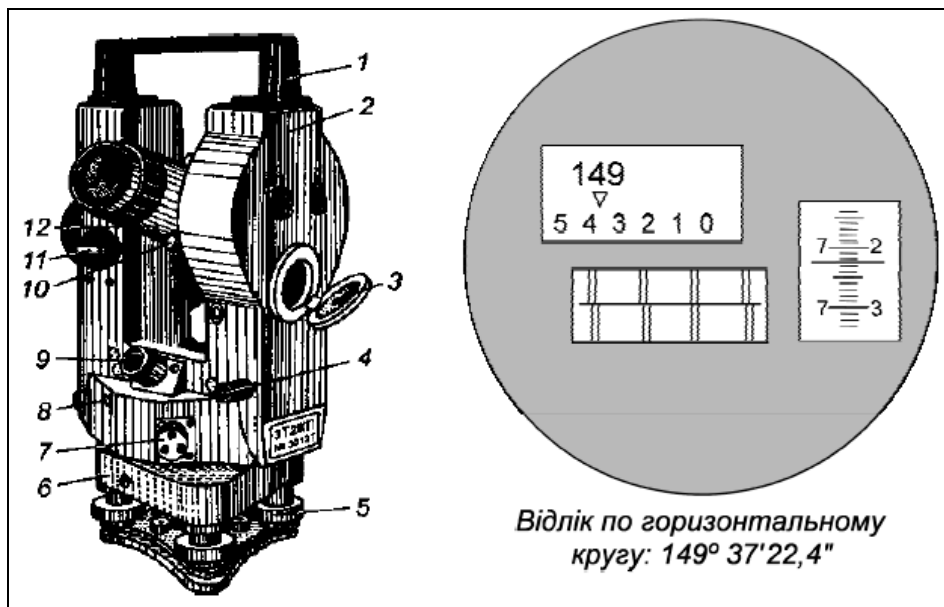


Рисунок 3.2 – Теодоліт 3Т2КП:

1 – ручка; 2 – бічна кришка, 3 – дзеркало; 4 – регулювальний гвинт, 5 – підйомний гвинт; 6 – підставка (трегер); 7 – рукоятка перестановки горизонтального круга; 8 – вікно круга шукача; 9 – окуляр оптичного центрира; 10 – коліматорний візир; 11 – рукоятка перемикача оптичних каналів кутомірних кругів; 12 – зорова труба.

Теодоліт 2Т5 та його модифікації 2Т5К і 2Т5КП розроблені на основі базової конструкції теодоліта 2Т2 та застосовуються при розвитку:

- триангуляції і полігонометрії 1-го і 2-го розрядів;
- знімальних мереж, для виробництва топографічних знімальних;
- при пошукових роботах і т. ін.

Теодоліти серії 2Т5 належать до точних оптичних теодолітів з одностороннім відліком по кутомірних кругах і мають багато спільних вузлів і деталей з теодолітом 2Т2. На відміну від теодоліта 2Т5 з рівнем при вертикальному крузі, знятого з виробництва в 1981 р., теодоліти 2Т5К і 2Т5КП мають оптичний компенсатор для автоматичного встановлення індексу вертикального круга, який працює в діапазоні $\pm 3,5'$ з похибкою компенсації не більше 2". Теодоліт 2Т5К забезпечений зоровою грубою оберненого зображення, а теодоліт 2Т5КП – прямого зображення.

Теодоліти 2Т5К та 2Т5КП (рис. 3.3, а) призначені для вимірювання горизонтальних кутів з середньою квадратичною похибкою 5", а вертикальних кутів – 8", а також мають неповторювальну систему вертикальних осей.

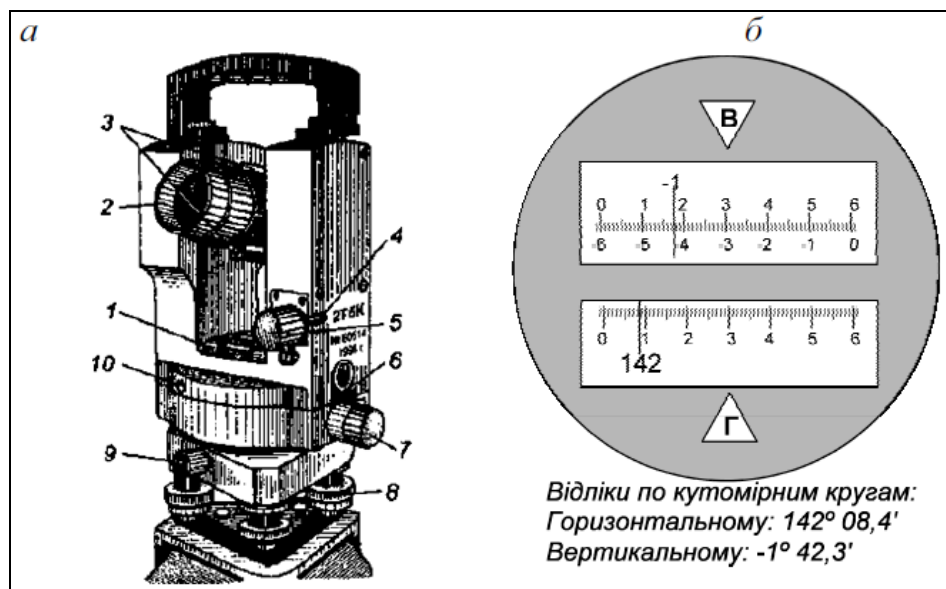


Рисунок 3.3 – Теодоліт 2Т5К:

а – загальний вигляд: 1 – рівень, 2 – об'єктив; 3 – коліматорний візир, 4 – закріпний пристрій вертикального круга; 5 – навідний гвинт вертикального круга; 6 – закріпний пристрій горизонтального круга; 7 – навідний гвинт горизонтального круга; 8 – підйомний гвинт; 9 – закріпний гвинт трегера (підставки); 10 – вікно шукача горизонтального круга; б – поле зору відлікового мікроскопа.

Теодоліти 2Т5К та 2Т5КП можуть застосовуватися для нівелювання горизонтальним променем візування. У цих теодолітах горизонтальний і вертикальний круги розділені й оцифровані через 1° , при цьому вертикальний круг, на відміну від горизонтального, має секторну оцифровку від 0 до $\pm 75^{\circ}$. В якості відлікового пристрою використаний шкаловий мікроскоп (рис. 3.3, б), у поле зору якого передається з кутомірних кругів зображення штрихів і

цифр. Зображення горизонтального круга на нижній шкалі відтінено зеленим тоном, а вертикального круга на верхній шкалі – блакитним тоном.

Кожна шкала має 60 поділок з ціною поділки 1':

1 – нижня відлікова шкала горизонтального круга оцифрована зліва направо через десять поділок рядом цифр 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6;

2 – верхня відлікова шкала вертикального круга має два ряди цифр:
– верхній ряд оцифрований зліва направо через десять поділок рядом цифр 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6;

– нижній ряд оцифрований справа наліво через десять поділок рядом цифр 0, -1, -2, -3, -4, -5, -6 (рис. 3.3, б).

Відлік градусів (142°) і цілих мінут ($08'$) по горизонтальному кругу зчитують від штриха 0 нижньої шкали до градусного штриха лімба, розташованого в межах цієї шкали. Частку ($0,4'$) поділки оцінюють окомірно з округленням до 0,1 інтервалу однієї поділки (рис. 3.3, б). На рис. 3.3, б повний відлік по горизонтальному кругу складає: $142^\circ 08,4'$.

Відлік градусів, мінут і їх часток по вертикальному кругу зчитують:

– по верхньому ряду тоді, коли в межах верхньої шкали знаходиться градусний штрих лімба зі знаком «+»;

– по нижньому ряду тоді, коли градусний штрих лімба має знак «-» (рис. 3.3, б).

– відлічуваням по вертикальному кругу кутам надають той знак, який отримують при основному положенні теодоліта «круг ліво» (КЛ).

На рис. 3.3, б відлік по вертикальному кругу складає: $-1^\circ 42,3'$.

Теодоліт 3Т5КП (рис. 3.4, а) є похідною моделлю базової конструкції теодоліта 3Т2КП, але відрізняється від нього більш досконалим, у порівнянні з теодолітом 2Т5КП, шкаповим мікроскопом (рис. 3.4, б), у полі зору якого видно: 1 – два великих вікна з літерами «В» і «Г», куди проеціюється зображення штрихів відповідно вертикального і горизонтального кругів; 2 – чотири малих віконця, які перекриваються попарно спеціальною діафрагмою при обертанні зорової труби навколо горизонтальної осі.

У двох верхніх малих віконцях видно знаки «±» і «∓», які пов'язані з відліковою шкалою вертикального круга. У двох нижніх малих віконцях видно літери «Л» і «П», які інформують про те, при якому положенні (КЛ чи КП) теодоліта зчитується відлік.

Якщо вимірювання проводять при КЛ, то відкритими залишаються ліві віконця з літерою «Л» та знаками «±», які належать до верхнього або нижнього ряду цифр шкали вертикального круга і, навпаки:

– знак «+» і весь ряд пов'язаних з ним цифр використовують тоді, коли градусний штрих вертикального круга не має знака;

– знак «-» і весь ряд пов'язаних з ним цифр використовують тоді, коли в межах шкали розташовується градусний штрих вертикального круга зі знаком «-» (наприклад, «-3»).

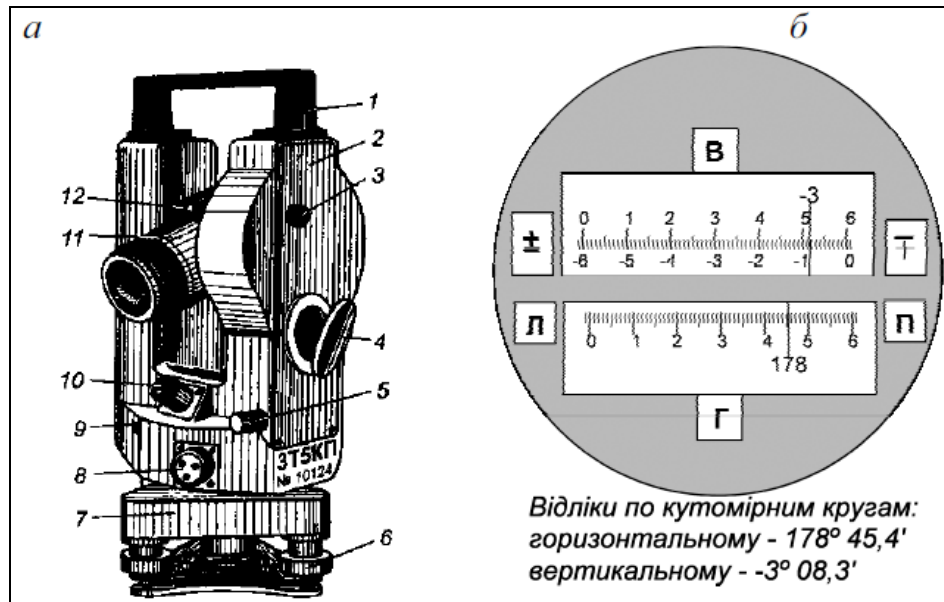


Рисунок 3.4 – Теодоліт 3Т5КП:

а – загальний вигляд: 1 – ручка, 2 – бічна кришка, 3 – пробка, 4 – дзеркало, 5 – регулювальний гвинт, 6 – підйомний гвинт, 7 – трегер (підставка), 8 – рукоятка перестановки горизонтального круга, 9 – вікно шукача горизонтального круга, 10 – окуляр оптичного центрира, 11 – зорова труба, 12 – коліматорний візир;
б – поле зору відлікового мікроскопа.

Таке розташування знаків додатних і від'ємних кутів дозволяє знімати відліки по вертикальному кругу, знак перед якими відповідає знаку вимірюваного кута незалежно від того, при якому становищі теодоліта (*КЛ* або *КП*) проводилося вимірювання. На рис. 3.4, *б* відлік по горизонтальному кругу становить $178^{\circ}45,4'$, а по вертикальному – $-3^{\circ}08,3'$. Для зручності зняття відліків поле вертикального круга відтінене блакитним кольором, а горизонтального – жовтим.

Середня квадратична похибка вимірювання горизонтальних і вертикальних (після введення поправки за ексцентриситет вертикального круга) кутів складає $\sim 4,5''$. Подальше підвищення точності може бути забезпечене збільшенням кількості прийомів вимірювань.

3.2 Перевірки та дослідження точних теодолітів

Перед початком польових робіт проводять: ретельний огляд; перевірки і юстування теодоліта і приладь; виконують дослідження і визначають метрологічні характеристики даного теодоліта.

Перевірки і юстування теодоліта. Метою перевірок і юстувань теодоліта є виявлення відхилень від геометричних параметрів і оптико-механічних вимог, покладених в основу конструкції теодоліта, і по можливості повне їх усунення.

Перевірки теодолітів виконують у певній послідовності згідно з відповідними інструкціями. Для точних теодолітів під час перевірок виявляється виконання основних умов, пояснених нижче.

1. *Вісь циліндричного рівня при алідаді горизонтального круга повинна бути перпендикулярною до вертикальної осі теодоліта* (перевірка правильності встановлення циліндричного рівня на алідаді горизонтального круга).

2. *Вісь круглого рівня повинна бути паралельною вертикальній осі теодоліта* (перевірка правильності установки круглого рівня на алідаді горизонтального круга).

3. *Вертикальна нитка сітки повинна бути перпендикулярною до горизонтальної осі обертання зорової труби* (перевірка правильності установки сітки ниток).

4. *Візорна вісь труби повинна бути перпендикулярною до осі обертання зорової труби* (визначення колімаційної похибки).

5. *Місце нуля (місце зеніту) вертикального круга має бути постійним або приведене до нуля.*

6. *Горизонтальна вісь обертання труби повинна бути перпендикулярною до вертикальної осі теодоліта* (перевірка рівності підставок).

7. *Візорна вісь оптичного центрура повинна збігатися з вертикальною віссю теодоліта.*

Методика виконання зазначених перевірок була пояснена раніше в конспекті лекцій [10] і методичних вказівках до лабораторних робіт [11] і навчальній практиці [12] з дисципліни «Геодезія» (частина 1).

Усунення порушених умов здійснюється шляхом юстування деталей і вузлів теодоліта за допомогою відповідних виправних і регулювальних гвинтів, передбачених конструкцією теодоліта, що перевіряють.

Однак, перевірку оптичного центрира точного теодоліту на відміну від способу, описаного раніше, можна ще виконати наступним способом:

- встановлюють теодоліт на штатив і ретельно приводять його в робоче положення;

- під штативом розташовують у горизонтальному положенні екран (планшет, лист паперу) і відзначають на ньому сліди перетину візирної осі центрира при трьох положеннях алідади, які розрізняються між собою приблизно на 120° ;

- якщо три сліди співпали або утворили трикутник зі сторонами не більше 0,5-1,0 мм, то умова виконана;

- в іншому випадку, юстувальними гвинтами переміщують об'єктив центрира, який розташований в нижній частині хвостовика теодоліта, до суміщення візирної осі центрира із зображенням центра ваги трикутника похибок.

Основні дослідження точних теодолітів. Дослідження передбачають визначення неперемінних відхилень з метою введення відповідних поправок у результати вимірювань. Програму досліджень приймають залежно від точності теодоліта. За результатами досліджень та пробних спостережень встановлюють придатність теодоліта для виконання вимірів даного класу точності.

До основних досліджень теодолітів типів Т2 і Т5 належать:

- визначення рена відлікової системи;
- дослідження ексцентриситета горизонтального і вертикального кругів;
- дослідження компенсатора вертикального круга.

Визначення рена відлікової системи теодоліта. Реном r називають невідповідність зображення довжини шкали відлікового пристрою у фокальній площині мікроскопа зображенню найменшої поділки лімба.

Дослідження рена оптичного мікрометра теодолітів серії Т2 з двосторонньою системою відліку виконують шляхом порівнювання кутової міри його шкали з величиною зображення найменшої поділки лімба на різних ділянках круга.

Рен відлікової системи горизонтального круга визначають:

- прямим ходом на установках алідади через $45^\circ 20'$;
- зворотним ходом на установках, зміщених відносно прямого ходу на $22^\circ 20'$.

Рен відлікової системи вертикального круга визначають у діапазоні $\pm 10^\circ$ на восьми симетричних установках у прямому і зворотному ходах через інтервал $2^\circ 20'$ ($2^\circ + \lambda$, де λ – ціна поділки лімба, що дорівнює $20'$).

За допомогою механізму оптичного мікрометра зображення штрихів лімба поєднують у трьох комбінаціях (рис. 3.5, *a*): A та $(A + 180^\circ)$, $(4 - \lambda)$ та $(A + 180^\circ)$, A та $(A + 180^\circ - \lambda)$.

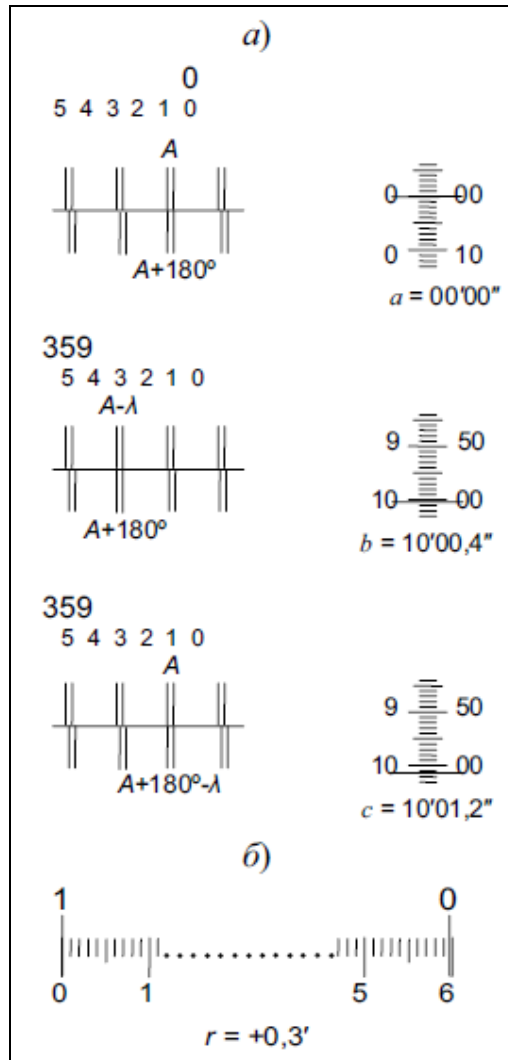


Рисунок 3.5 – Визначення рена відлікової системи:

a) – оптичного мікрометра; *b*) – шкалового мікроскопа

При суміщеннях штрихів беруть відповідно відліки a , b , c за шкалою мікрометра. Для підвищення надійності відліки повторюють двічі і потім результати подвійних вимірювань використовують для оцінки похибки відліку по лімбі. При обробці результатів спостережень для кожної установки лімба обчислюють:

- різниці $(a_1 - b_1)$ і $(a_1 - c_1)$ у прямому і зворотному ходах;
- середні різниці по кожному ходу з усіх спостережень;
- середні значення $(a - b)_{\text{сеп}}$ і $(a - c)_{\text{сеп}}$ з прямого і зворотного ходів.

За обчисленими середніми значеннями різниць відліків з усіх спостережень визначають рен верхнього r_v і рен нижнього r_n зображень, їх різницю Δr і середній рен r за формулами:

$$\begin{aligned} r_v &= (a-b)\mu + \frac{\lambda}{2}; & r_n &= (a-c)\mu + \frac{\lambda}{2}; \\ \Delta r &= r_v - r_n; & r &= \frac{1}{2}(r_v + r_n), \end{aligned} \quad (3.3)$$

де $\mu = 1''$ – номінальна ціна поділки шкали оптичного мікромметра в секундах.

Значення середнього рена r і різниці Δr не повинні перевищувати $1''$ для горизонтального круга і $2''$ для вертикального круга теодолітів серії Т2.

Якщо рен r перевищує допустиму величину $1''$, то в результати вимірювань уводять поправку δ_r за рен, яка дорівнює:

$$\delta_r = \frac{r}{10'} \cdot N, \quad (3.4)$$

де N – відлік мінут шкали оптичного мікромметра;

$10'$ – кутова величина шкали мікромметра.

При значній величині r або Δr (більше $3,5''$) теодоліт слід направити в майстерню для юстування оптичної системи відлікового мікроскопа.

Середню квадратичну похибку m_r визначення рена обчислюють за формулою:

$$m_r = \sqrt{\frac{[v'v'] + [v''v'']}{n(n-1)}}, \quad (3.5)$$

де v' та v'' – дорівнюють: $v' = (a-b) - r_v$ та $v'' = (a-c) - r_n$;

n – кількість установок лімба.

Значення m_r для теодолітів серії Т2 не повинно перевищувати $0,15''$. За різницями d однотипних відліків a, b, c при дворазових суміщеннях штрихів на одних і тих же установках лімба обчислюють середню квадратичну похибку n_0 відліку за формулою:

$$n_0 = \sqrt{\frac{[dd]}{6n}}. \quad (3.6)$$

Рен шкапових мікроскопів теодолітів серії Т5 визначають як відхилення дійсної довжини відлікової шкали від її розрахункового значення. Вимірювання проводять шляхом поєднання нульового штриха шкали з будь-яким штрихом лімба і відлічування по правому кінцю шкали, використовуючи як відліковий індекс інший штрих лімба (рис. 3.5, б).

Для визначення рена горизонтального круга вимірювання виконують на різних частинах лімба через 60° , а вертикального круга – у межах $\pm 10^\circ$ на шести установках у прямому і зворотному ходах. При цьому установки зворотного ходу повинні відрізнятись на половину кроку дослідження від установок прямого ходу.

Для кожної установки рен r_i , визначають за формулою:

$$r_i = 60' - b_i, \quad (3.7)$$

де $60'$ – номінальне значення довжини шкали;

b_i – відлік по правому кінцю шкали.

Середнє значення рена r з n установок визначається за формулою:

$$r = \frac{\sum r_i}{n}. \quad (3.8)$$

На різних ділянках лімба значення рена не повинні перевищувати $0,2'$. Для теодоліта 2Т5К середня величина рена не повинна перевищувати $3''$. При великих значеннях рена у відліки N (в мінутах) за шкалою вводять поправки δ_r (в мінутах):

$$\delta_r = \frac{r}{60'} \cdot N. \quad (3.9)$$

Усунення рена виконують переміщенням об'єктива відлікової системи горизонтального або вертикального круга.

Дослідження ексцентриситету алідади і лімба горизонтального круга теодоліта. Очевидно, що вісь обертання алідади, центр поділок лімба і вісь обертання горизонтального круга в теодоліті теоретично мають збігатися, але у зв'язку з неминучою технічною недосконалістю виготовлення і складання деталей і вузлів виникає незбіг його осей, який називають **ексцентриситетом**, лінійний елемент якого в точних оптичних теодолітах зазвичай не перевищує 5-10 мкм.

Ексцентриситетом алідади називають незбіг центра обертання алідади з центром поділок лімба.

Ексцентриситетом лімба називають незбіг центра обертання круга з центром поділок лімба.

Ексцентриситетом осей називають незбіг центрів обертання алідади та круга.

При суміщенні діаметрально протилежних штрихів (у теодолітах з двосторонньою системою відліку) вплив ексцентриситету на відлік по лімбі виключається. Проте більша позацентровість може змінювати величину рена оптичного мікромметра на різних частинах круга. Тому, при дослідженні ексцентриситету в теодолітах типу Т2 з двосторонньою системою відліку, установлюють лише точність збігу осей алідади та горизонтального круга наступним чином:

– при дослідженні ексцентриситету алідади її переставляють через вибрані інтервали при нерухомому крузі та беруть відліки;

– при дослідженні ексцентриситету круга його переставляють через вибрані інтервали при нерухомій алідаді та беруть відліки.

При дослідженні ексцентриситету алідади в теодолітах серії Т5 (2Т5, 2Т5К, 2Т5КП, 3Т5КП) з одностороннім відліком одночасно виявляють і величину подвійний колімаційної похибки, яка потрібна для встановлення допусків при вимірюванні кутів.

Дослідження виконують в наступній послідовності:

1 – на рівній горизонтальній місцевості в 50-60 м від теодоліта по колу через 45° (60°) установлюють візирні марки приблизно на одній висоті з теодолітом;

2 – установлюють відлік по горизонтальному кругу при *КЛ* близький до нуля і обертанням алідади за ходом годинникової стрілки послідовно візують на кожну марку з одночасним узяттям відліків;

3 – переводять трубу через зеніт і послідовно візують на кожну марку з одночасним узяттям відліків тепер уже при *КП*, також обертуючи алідаду за годинниковою стрілкою (ці всі виміри становлять прямий хід);

4 – потім виконують другий прийом вимірювань при *КЛ* та при *КП* обертуючи алідаду вже проти ходу годинникової стрілки (зворотний хід).

Для кожного положення алідади обчислюють різниці $2\nu_i$, які обумовлені спільним впливом подвійного ексцентриситету алідади 2ε та подвійної колімаційної похибки $2c$:

$$2\nu_i = КЛ_i - КП_i \pm 180^\circ. \quad (3.10)$$

Середнє значення подвійної колімаційної похибки $2c$ визначають за формулою:

$$2c = \frac{1}{n} \sum (KL_i - KP_i \pm 180^\circ), \quad (3.11)$$

де n – кількість установок алідади.

Потім для кожного положення алідади обчислюють значення ексцентриситету ε_i за формулою:

$$\varepsilon_i = \frac{2v_i - 2c}{2}. \quad (3.12)$$

За отриманими результатами будують графік (рис. 3.6), на якому по осі ординат відкладають відліки по горизонтальному колу, а по осі абсцис – значення ексцентриситету алідади ε_i .

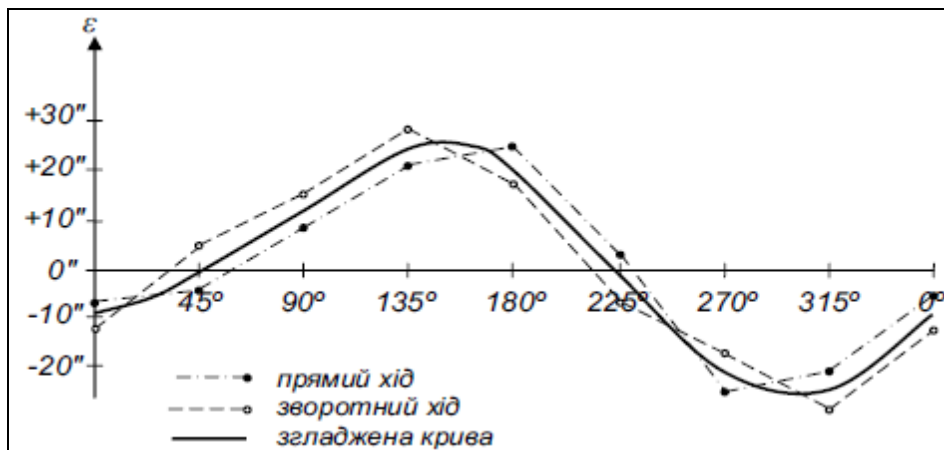


Рисунок 3.6 – Графік ексцентриситету алідади горизонтального круга ε_i

Амплітуда синусоїди характеризує вплив ексцентриситету алідади. Максимальне значення кутового ексцентриситету визначають як півсуму абсолютних значень максимальної ε_{\max}^+ і мінімальної величин ε_{\min}^- :

$$|\varepsilon_{\max}| = \frac{|\varepsilon_{\max}^+| + |\varepsilon_{\min}^-|}{2}. \quad (3.13)$$

Для теодолітів типів Т5 і Т2 величина $2\varepsilon_{\max}$ не повинна бути більше $40''$.

Дослідження компенсатора вертикального круга включає:

- визначення діапазону його дії;
- визначення точності самовстановлення відлікового індексу;
- визначення часу заспокоєння коливань.

Діапазон дії компенсатора вертикального круга визначають таким чином:

1 – вибирають на місцевості чітко видимої точку на віддалі 50-70 м від місця стояння теодоліта;

2 – установлюють теодоліт на штативі в робоче положення так, щоб один з підйомних гвинтів розташовувався під зоровою трубою, яку потім направляють на спостережувану точку і беруть відлік по вертикальному кругу;

3 – спостерігаючи у відліковий мікроскоп, підйомним гвинтом, розташованим під трубою, повільно нахиляють теодоліт уперед до тих пір, поки не припиниться зміщення зображення штриха вертикального круга щодо шкали мікроскопа і беруть другий відлік по вертикальному кругу;

4 – обчислюють різницю відліків, яка характеризує діапазон дії компенсатора при нахилі приладу в одну сторону;

5 – такі ж дії виконують і при нахилу теодоліта в протилежну сторону, знову визначаючи діапазон дії компенсатора.

Діапазон дії компенсатора в обидві сторони від середнього положення повинен бути не менше 2'.

Точність самоустановлення відлікового індексу визначають шляхом вимірювання кута нахилу будь-якої лінії при висковому положенні осі обертання теодоліта і при її відхиленні на 3' в протилежні боки, а для цього:

1 – вибирають на місцевості чітко видимої візирну ціль і, установивши теодоліт у робоче положення так, щоб один з підйомних гвинтів підставки розташовувався в напрямку візирної цілі, візують на ціль і беруть відлік N по вертикальному кругу;

2 – навідним гвинтом зорової труби встановлюють на вертикальному крузі відлік $(N + 3')$, що приведе до зміщення перехрестя сітки ниток із зображення візирної цілі;

3 – обертанням підйомного гвинта, розташованого в напрямку лінії візування, поєднують перехрестя сітки ниток із візирною ціллю і беруть відлік по вертикальному кругу;

4 – навідним гвинтом зорової труби встановлюють на вертикальному крузі відлік $(N - 3')$ і повторюють усі попередні дії.

Такі дослідження повторюють 2-3 прийомами. При нормальній роботі компенсатора розбіжності відліків по вертикальному колу при нахилі осі обертання теодоліта в межах $\pm 3'$ не повинні перевищувати 6" та 1" відповідно для теодолітів з компенсаторами типів 2Т5К та 3Т2КП.

Час заспокоєння коливань чутливого елемента компенсатора визначають за секундоміром, він не повинен перевищувати 2 с.

3.3 Вимірювання горизонтальних кутів

Під час виконання кутових вимірів центрування теодоліта на штативі над центром геодезичного пункту необхідно виконувати з точністю не нижче 1 мм.

Кутові вимірювання в мережах згущення зазвичай виконують способом окремого кута і способом кругових прийомів.

Спосіб окремого кута застосовують при прокладанні полігонометрії 1-го і 2-го розрядів, якщо на пункті тільки два напрямки. При вимірюваннях способом окремого кута аліада обертають тільки за ходом годинникової стрілки або тільки проти ходу годинникової стрілки.

Спосіб кругових прийомів використовують у мережах триангуляції 2-4-го класів і 1-го і 2-го розрядів, а також при кутових вимірюваннях у вузлових точках мереж полігонометричних ходів і при їх прив'язці до пунктів опорної геодезичної мережі, якщо кількість напрямків на пункті більше двох. Він дозволяє представити результати спостережень у вигляді виміряних напрямків, тобто відліків, взятих по нерухомому лімбу при візуванні на всі спостережувані пункти. Ці дані дозволяють розрахувати будь-який з кутів між напрямками на спостережувані пункти як різницю виміряних напрямків.

Нижче пояснений порядок роботи на пункті *I* (рис. 3.7) при вимірюванні кутів способом кругових прийомів.

1. Установлюють теодоліт у робоче положення на пункті *I* і закріплюють його горизонтальний лімб при *КЛ* так, щоб відлік на початковий напрямок 1-*A* був близький до 0° .

2. Обертанням аліади за ходом годинникової стрілки послідовно візують на пункти *A, B, C, O*, щоразу беручи відліки по лімбу.

3. Виконують повторне візування із узяттям відліку на пункт *A*, яке називається замиканням горизонту і служить для контролю нерухомості лімба протягом першого півприйому при *КЛ*.

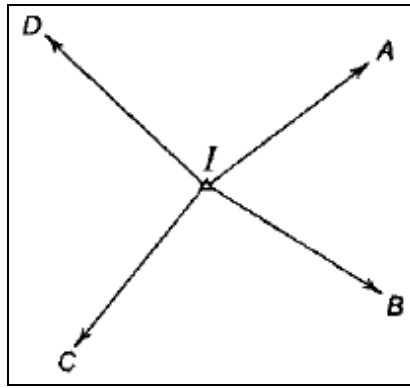


Рисунок 3.7 – Схема напрямків при вимірюванні кутів способом кругових прийомів (пояснення позначень у тексті)

4. Обчислюють величину незамикання горизонту як різницю між двома відліками на початковий пункт *A*, яка не повинна перевищувати подвійної точності відлікового пристрою застосованого теодоліта: 12" – для теодолітів серії Т5; 6-8" – для теодолітів серії Т2 і аналогічних їм за точністю приладів. При більших розбіжностях увесь півприйом повторюють заново.

5. Переводять трубу через зеніт і при колишньому положенні лімба, обертаючи алідаду тепер уже проти годинникової стрілки, візують при *КП* на пункти *A, O, C, B*, щоразу беручи відліки по лімбі.

6. Виконують повторне візування із узяттям відліку на початковий пункт *A* і потім здійснюють другий контроль нерухомості лімба протягом другого півприйому при *КП*.

7. Результати вимірювань записують у польовий журнал (табл. 3.1) згідно з найменуванням геодезичних пунктів: у першому півприйомі – зверху вниз; у другому півприйомі – знизу вверху.

8. Контролем виконання повного прийому є коливання подвійної колімаційної похибки *c* (другий польовий контроль), яка розраховують для кожного напрямку за виразом: $2c = КЛ - КП \pm 180^\circ$. Величина $2c$ у прийомі для теодолітів типів Т2 і Т5 не повинна перевищувати відповідно 15" і 30". У протилежному разі прийом повторюють.

9. Якщо коливання $2c$ допустимі, то обчислюють середні значення виміряних напрямків у прийомі як середнє з відліків, отриманих у першому та другому півприйомах. З двох значень початкового напрямку на початку і наприкінці прийому обчислюють середнє, яке підписують зверху стовця і підкреслюють. Із усіх напрямків віднімають середнє значення початкового напрямку і таким чином отримують напрямки, приведені до нуля.

Таблиця 3.1 – Журнал вимірювання кутів способом кругових прийомів

Пункт стояння: I. Теодоліт: 3Т2КП, зав. №: 132457. Дата: 15.06.2021 р.
 Погода: ясно, помірний вітер. Видимість: задовільна. Зображення: спокійне.
 Спостерігав: Петров П. П. Обчислював: Сидоров Ю. Н.

| Пункт стояння | Напрямок | Круг | Відліки | | | | $\frac{a_1 + a_2}{2}$ | $2c$ | $\frac{Л + П}{2}$ | Значення напрямку |
|------------------|----------|------|----------|----|---------------|-------|-----------------------|------|-------------------|----------------------|
| | | | по лімбу | | по мікрометру | | | | | |
| | | | ° | ' | a_1 | a_2 | | | | |
| I | A | Л | 0 | 01 | 02,9 | 03,5 | 03,2 | -3,8 | 05,1 | 0°00'00,0" |
| | | П | 180 | 01 | 06,8 | 07,2 | 07,0 | | | |
| | B | Л | 75 | 33 | 46,5 | 46,1 | 46,3 | -4,9 | 48,8 | 75°32'43,7" |
| | | П | 255 | 33 | 51,4 | 51,0 | 51,2 | | | |
| | C | Л | 117 | 27 | 32,2 | 32,3 | 32,2 | -3,4 | 33,9 | 117°26'28,8" |
| | | П | 297 | 27 | 35,4 | 35,7 | 35,6 | | | |
| | D | Л | 317 | 47 | 11,8 | 11,6 | 11,7 | -4,1 | 13,8 | 317°46'08,7" |
| | | П | 137 | 47 | 15,6 | 16,1 | 15,8 | | | |
| | A | Л | 0 | 01 | 06,9 | 07,2 | 07,0 | -3,0 | 08,5 | 0°00'00,0" |
| | | П | 180 | 01 | 10,3 | 09,8 | 10,0 | | | |

Незамикання горизонту: $\Delta_{KL} = \underline{+3,8}$ "; $\Delta_{KP} = \underline{+3,0}$ "; $\Delta_{сер} = \underline{+3,4}$ ".

Для підвищення точності і контролю вимірювань спостереження виконуються декількома прийомами. Необхідна кількість прийомів, яка залежить від типу теодоліта і розряду геодезичної мережі, та коливання результатів вимірів наведені в табл. 3.2.

Таблиця 3.2 – Кількість прийомів і коливання результатів вимірів

| Показники | Теодоліти з точністю 2" | | | Теодоліти з точністю 5" | |
|--|----------------------------|-------------|-------------|----------------------------|---------------|
| | 4 клас | 1 розряд | 2 розряд | 1 розряд | 2 розряд |
| Кількість прийомів | 6 | 2 | 2 | 3 | 2 |
| Розбіжність між результатами спостережень на початковий напрямок на початку і в кінці напівприйому | 6" | 8" | 8" | 0,2' (12") | 0,2' (12") |
| Колівання значень напрямків, що приведені до спільного нуля, в окремих прийомах | 6" | 8" | 8" | 0,2' (12") | 0,2' (12") |

При переході від одного прийому до іншого лімб переставляють на кут φ , який дорівнює: $\varphi = \frac{180^\circ}{n} + \Delta$ (де n – кількість прийомів, а $\Delta = 5''$ або $10''$).

Якщо отримані значення в будь-якому прийомі відрізняються на величину, більшу встановленого допуску, то вони підлягають новому спостереженню на тих же установках лімба. При відсутності грубих похибок в обробку приймають основний і повторний прийоми. Після закінчення вимірювань на даному пункті складають звіт про результати вимірювань і виконують оцінку точності отриманих результатів (табл. 3.3).

Таблиця 3.3 – Звіт про результати вимірювань і оцінка їх точності на пункті I триангуляції 2-го розряду

Дата: 15.06.2021 р. Теодоліт: ЗТ2КП, зав. №: 132457. Звіт склав: Петров В.С.

| Номер прийому | A | <i>u</i> | B | <i>u</i> | C | <i>u</i> | D | <i>u</i> |
|--|---------|--|-------------|----------|--------------|----------|--------------|----------|
| I | 0°00,0' | 0,0 | 75°32'43,7" | +0,5 | 117°26'28,8" | -0,3 | 317°46'08,7" | +0,1 |
| II | 00,0' | 0,0 | 43,1" | -0,1 | 29,6" | +0,5 | 08,1" | -0,5 |
| III | 00,0' | 0,0 | 42,9" | -0,3 | 28,9" | -0,2 | 08,9" | +0,3 |
| Середнє | 0°00,0' | | 75°32'43,2" | | 117°26'29,1" | | 317°46'08,6" | |
| [(+ <i>u</i>)] | | – | | +0,5 | | +0,5 | | +0,4 |
| [(- <i>u</i>)] | | – | | -0,4 | | -0,5 | | -0,5 |
| Середня квадратична похибка напрямку: | | | | | | | | |
| – з одного прийому: | | $\mu = k \frac{\sum [u]}{n} = 0,51 \cdot \frac{0,28''}{4} = 0,04'',$ | | | | | | |
| – з трьох прийомів: | | $M = \frac{\mu}{\sqrt{m}} = \frac{0,04''}{\sqrt{3}} = 0,02''.$ | | | | | | |

У звіт з журналу спостережень виписують по кожному прийому значення напрямків, приведені до нуля, з яких виводять середні значення по кожному напрямку, які будуть остаточними значеннями цих напрямків.

Для кожного прийому обчислюють відхилення *u* отриманого значення напрямку від середнього. Сума цих відхилень може відрізнитися від нуля тільки в межах похибок округлення середніх значень напрямків, що є контролем правильності обчислень.

Оцінка точності виміряних напрямків виконується за відхиленнями *u* з використанням формул Петерса.

Середню квадратичну похибку μ виміряного напрямку з одного прийому визначають за формулою:

$$\mu = 1,25 \frac{\sum [u]}{n \sqrt{m(m-1)}} = k \frac{\sum [u]}{n}, \quad (3.14)$$

де n і m – відповідно кількість напрямків і прийомів;

k – коефіцієнт, який дорівнює відношенню: $k = \frac{1,25}{\sqrt{m(m-1)}}$ (при $m = 2$,

величина $k = 0,88$, при $m = 3 - k = 0,51$, при $m = 4 - k = 0,36$).

Середня квадратична похибка напрямку на станції з m прийомів буде дорівнювати:

$$M = \frac{\mu}{\sqrt{m}}. \quad (3.15)$$

3.4 Визначення елементів приведення вимірних горизонтальних напрямків до центрів пунктів

Визначення елементів приведення вимірних горизонтальних напрямків до центрів геодезичних пунктів – введення у кути, виміряні з центра пункту поправок, обумовлених позацентровим положенням теодоліта (поправки за центрування) та візирної цілі геодезичного знака (поправки за редукцію), детально розглядається в практичній роботі № 2 навчальної дисципліни «Геодезія» (частина 2) та пояснено у розділі 2 (пп. 2.1) методичних вказівок до практичних робіт [9].

Нижче пояснено два способи (графічний і аналітичний) вимірювання на місцевості елементів приведення.

При *графічному способі* на одну і ту ж горизонтальну площину проєціюють вертикальну вісь J теодоліта, точку V візування та центр пункту C і потім безпосередньо вимірюють потрібні елементи приведення.

При *аналітичному способі* елементи приведення обчислюють за результатами спеціальних спостережень.

Графічний спосіб. Сутність способу полягає в тому, що центр пункту C , точку J стояння теодоліта і вісь V візирного циліндра проєціюють на центрувальний лист паперу. Для цього:

– над центром пункту встановлюють центрувальний столик (мензулу з планшетом) і на ньому закріплюють центрувальний лист (рис. 3.8);

– на віддалі 1,5-2 висоти знака вибирають три точки так, щоб напрями на центр пункту C з цих точок перетиналися під кутом 60° або 120° ;

– за допомогою теодоліта з кожної з трьох точок при двох положеннях зорової труби ($KЛ$ і $KП$) виконують проєціювання точок C , J і V на планшет, відзначаючи олівцем при кожному проєціюванні в створі лінії візування 2 крапки на ближньому і дальньому кінцях планшета;

– поєднують однойменні крапки спроеційованих з трьох точок стояння напрямів і отримують трикутник похибок, сторони якого не повинні перевищувати 5-10 мм;

– з отриманих точок J і V прокреслюють напрямки на два спостережувані пункти мережі (один з них – початковий) і потім за допомогою масштабної лінійки вимірюють лінійні елементи l , l_1 приведення з точністю до 1 мм, а геодезичним транспортиром – кутові елементи θ , θ_1 приведення з точністю до $30'$;

– усі результати вимірювань записують у польовий журнал.

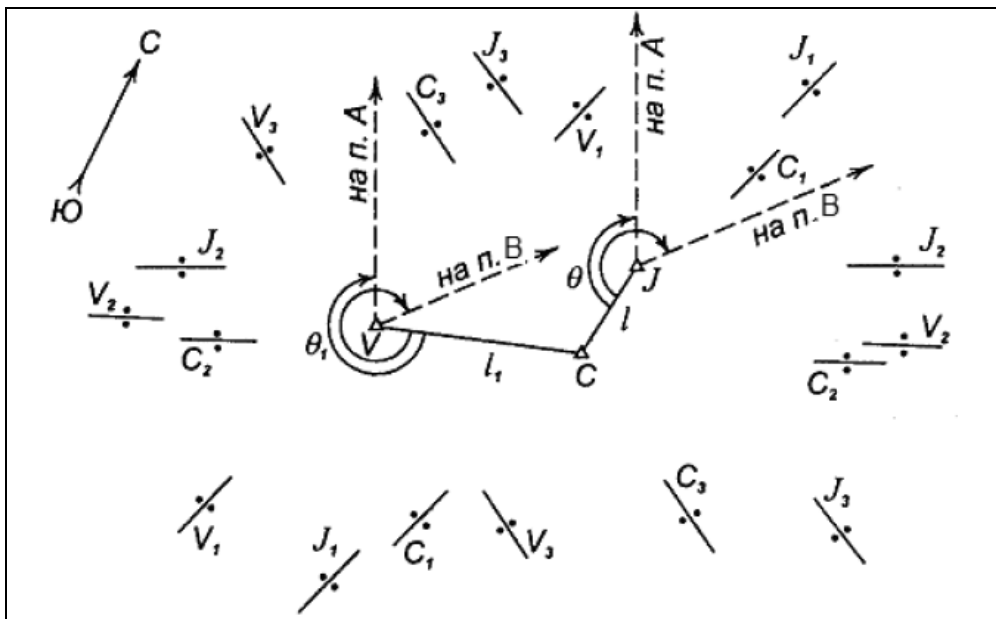


Рисунок 3.8 – Центрувальний лист (пояснення позначень у тексті)

Аналітичний спосіб. Аналітичне визначення елементів приведення застосовують тоді, коли неможливо або дуже важко застосувати графічний спосіб, а це буває, як правило, тоді, коли місцеві предмети (вежі, труби, антени, церкви тощо) використовують в якості пунктів геодезичної мережі.

Якщо координати пункту віднесені до об'єкта візування, що знаходиться на місцевому предметі, наприклад до шпиля вежі, громовідводу труби кулі під хрестом церкви і т. п., то задача зазвичай зводиться до визначення тільки елементів центрування.

Для аналітичного визначення лінійного l і кутового θ елементів центрування на пункті C (рис. 3.9) поступають таким чином:

– біля пункту C на віддалі до 1,5 висоти знака закріплюють базис $AB = b$ такої довжини, щоб кути засічок при точках C і J були близькими до 90° ;

- сталевую рулеткою вимірюють ретельно з точністю до 1 мм базис b ;
- теодолітом одним прийомом при двох положеннях ($KЛ$ і $KП$) вертикального круга вимірюють горизонтальні кути δ і β при точках A і B базису між напрямком базису та напрямками на точку A стояння теодоліта та центр пункту C і кут γ при точці A між вихідним напрямком і напрямком на базисну точку B .

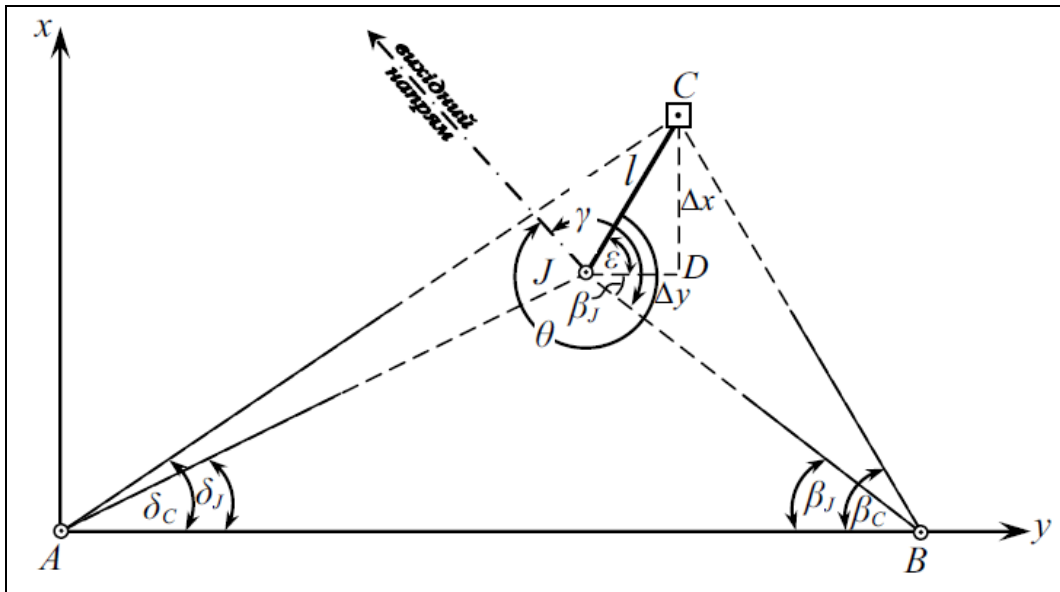


Рисунок 3.9 – До аналітичного визначення елементів приведення (пояснення позначень у тексті)

Для аналітичного виводу формул для обчислення елементів l і θ центрування краще застосувати умовну систему плоских прямокутних координат. Розмістивши початок умовної системи координат у точці A та спрямувавши вісь ординат уздовж базису AB , маємо: $x_A = y_A = x_B = 0$ та $y_B = b$. Підставивши відповідно ці значення у відомі формули Юнга, отримаємо формули для обчислення прямокутних координат x і y .

Для обчислення координат точки A стояння теодоліта:

$$x_J = \frac{b}{ctg \delta_J + ctg \beta_J}; \quad y_J = \frac{b \cdot ctg \delta_J}{ctg \delta_J + ctg \beta_J}. \quad (3.16)$$

Для обчислення координат центра пункту C :

$$x_C = \frac{b}{ctg \delta_C + ctg \beta_C}; \quad y_C = \frac{b \cdot ctg \delta_C}{ctg \delta_C + ctg \beta_C}. \quad (3.17)$$

З рис. 3.9 видно, що лінійну величину $l = JC$ центрування теодоліта можна визначити з прямокутного трикутника JCD за теоремою Піфагора:

$$l = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}, \quad (3.18)$$

де $\Delta x = x_C - x_J$, $\Delta y = y_C - y_J$ - прирости координат (катети трикутника JCD) точок J і C відповідно по осі x і y .

Кутовий елемент θ центрування, як видно з рисунка, можна обчислити за формулою:

$$\theta = 360^\circ - \gamma + \varepsilon + \beta_J, \quad (3.19)$$

де γ – кут при точці A , який вимірюють теодолітом між напрямком на вихідний пункт і напрямком на точку B базису;

$\varepsilon = \angle BOC$ – кут, який можна визначити з трикутника JCD за формулою:

$$\varepsilon = \arctg \frac{\Delta x}{\Delta y}. \quad (3.20)$$

За аналогічними формулами можна обчислювати і елементи редукції (l_1 та θ_1), якщо в цьому виникає необхідність.

Для підвищення точності і контролю отримуваних результатів елементи приведення необхідно визначати з двох базисів.

3.5 Триштативна система

У полігонометрії 4 класу і 1, 2 розрядів з метою виключення впливу похибок центрування і редукції застосовують так звану триштативну систему. Цей спосіб передбачає використання в комплекті з теодолітом наступний набір (рис. 3.10):

- 3 штатива, 4 візирні марки (рис. 3.10, *a*);
- 3 підставки (рис. 3.10, *б*);
- 2 оптичних центрира (рис. 3.10, *в*);
- 1 вішка і деякі інші дрібні пристосування.

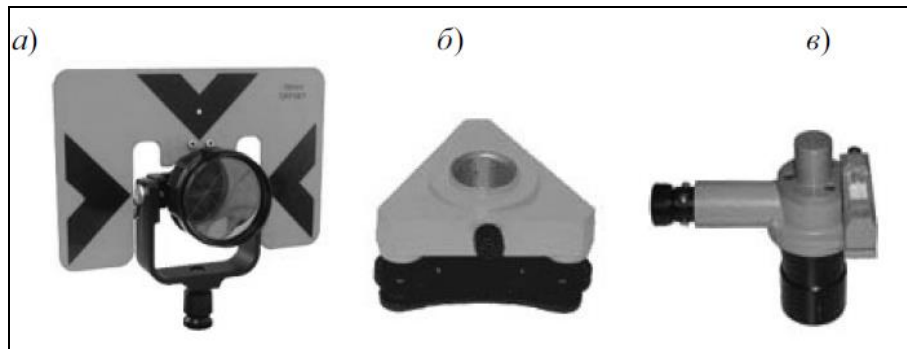


Рисунок 3.10 – Комплект допоміжних пристроїв для триштативної системи:
 а) – візирна марка; б) – підставка; в) – оптичний центрир

Порядок вимірювання за триштативною системою наступний. На штативі пункту 1 (рис. 3.11) установлюють теодоліт, а на пунктах А і 2 – штативи з підставками, які центрують і горизонтують за допомогою переносного оптичного центрира з точністю 1 мм. У ці підставки встановлюють візирні марки і направляють їх на теодоліт. За прийнятою методикою виконують кутові вимірювання.

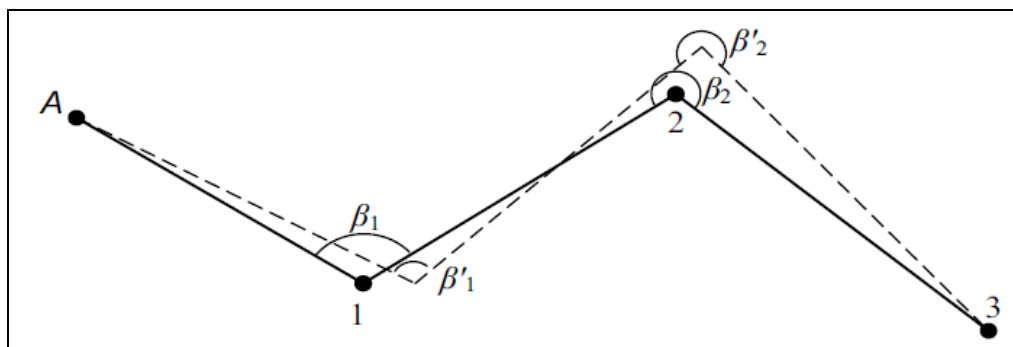


Рисунок 3.11 – Принцип триштативної системи
 (пояснення позначень у тексті)

Для вимірювання наступного кута β_2 штатив з підставкою з пункту А переносять на пункт 3, а два других штатива з підставками оставляють у тих самих пунктах. Теодоліт установлюють на точку 2, марку зі штатива А переставляють у підставку на штативі 1, а марку зі штатива 2 – на штатив 3. У такій самій послідовності вимірюють і наступні кути.

Під час такої методики вимірювання теодоліт та візирні марки ніби «відриваються» від центрів знаків, розташованих на земній поверхні і створюється «повітряний» хід – фактично в точках, де встановлюють теодоліт та марки.

Саме в цьому «повітряному» ході виконують вимірювання кутів β_i' (рис. 3.11).

Як бачимо з рис. 3.11, якщо кут β_1' унаслідок похибок за центрування та редукцію більше кута β_1 , то кут β_2' буде менше ніж β_2 на ту саму величину.

Таким чином, в цьому «повітряному» ході на передачу дирекційних кутів практично не впливають ні похибки центрування, ні редукції.

Якщо для вимірювання сторін ходу використовується світловіддалемір або електронний тахеометр, то одночасно з вимірюванням кутів можна виконати вимірювання сторін по тим же штативам.

3.6 Вимірювання вертикальних кутів теодолітом. Тригонометричне нівелювання

Визначення перевищень між пунктами геодезичних мереж згущення в сильно пересіченій або гірській місцевості згідно діючої інструкції виконують методом тригонометричного нівелювання.

У мережах триангуляції і полігонометрії 1-го і 2-го розрядів кути нахилу ν або зенітні віддалі z ($z = 90^\circ - \nu$) вимірюють з пункту стояння за напрямками на суміжні пункти при двох положеннях (*КЛ* і *КП*) вертикального круга двома повними прийомами.

Порядок роботи на станції наступний:

- устанавлюють теодоліт у робоче положення над центром пункту
- стояння і рулеткою вимірюють його висоту і над центром;
- якщо теодоліт не має компенсатора вертикального круга, то гвинтовим мікрометром рівня приводять бульбашку рівня при алідаді вертикального круга в нуль-пункт;
- при положенні *КЛ* візують середньою горизонтальною ниткою сітки на верхні зрізи візирних цілей (візирні циліндри або спеціально встановлені візирні марки) спостережуваних пунктів, двічі беруть при кожному візуванні відліки по вертикальному кругу і записують їх у польовий журнал (табл. 3.4);
- переводять трубу через зеніт і при *КП* візують середньою ниткою сітки на верхні зрізи візирних цілей спостережуваних пунктів, також двічі беруть відліки по вертикальному кругу і потім записують їх у польовий журнал; усі ці дії складають перший повний прийом.

Таблиця 3.4 – Журнал вимірювання зенітних віддалей

Теодоліт: ЗТ2КП, зав. № 132457. Дата: 15.06.2021 р. Пункт І. Прийом: І-й.
 Погода: ясно, помірний вітер. Видимість: задовільна. Зображення: спокійне.
 Початок: 10 год. 20 хв. Кінець: 18 год. 55 хв.
 Спостерігав: Петров П. П. Обчислював: Сидоров Ю. Н.

| Назва напрямів, місце наведення | Круг | Відліки по вертикальному колу | | Середнє | Місце зеніта, <i>MZ</i> | Зенітна відстань, <i>z</i> |
|--|------|----------------------------------|-------|--------------|-------------------------------|----------------------------------|
| | | I | II | | | |
| <i>A</i> <i>верх візирного циліндра</i> | КЛ | 82°38'40,0" | 40,4" | 82°38'40,2" | +0,1" | 82°38'40,1" |
| | КП | 277°21'20,1" | 19,9" | 277°21'20,0" | | |
| <i>B</i> <i>верх візирного циліндра</i> | КЛ | 85°35'19,2" | 19,4" | 85°35'19,3" | -0,1" | 85°35'19,4" |
| | КП | 274°24'40,7" | 40,3" | 274°24'40,5" | | |
| <i>C</i> <i>верх візирного циліндра</i> | КЛ | 88°10'43,9" | 44,1" | 88°10'44,0" | +0,2" | 88°10'43,8" |
| | КП | 271°49'16,6" | 16,2" | 271°49'16,4" | | |

Камеральну обробку результатів вимірювань, отриманих у першому прийомі, виконують у наступній послідовності (див. табл. 3.4 – на прикладі обробки результатів візування на пункт *A*):

– обчислюють середні відліки при *КЛ* і *КП*:

$$1 - \text{при } \text{КЛ}: 82^\circ 38' + (40,0'' + 40,4'') / 2 = 82^\circ 38' 40,2'';$$

$$2 - \text{при } \text{КП}: 277^\circ 21' + (20,1'' + 19,9'') / 2 = 277^\circ 21' 20,0'';$$

– за формулою (3.1) обчислюють місце зеніту *MZ*:

$$MZ = (82^\circ 38' 40,2'' + 277^\circ 21' 20,0'' - 360^\circ) / 2 = +0^\circ 00' 00,1'';$$

– за середньою частиною формули (3.2) обчислюють зенітну відстань *z*:

$$z = 82^\circ 38' 40,2'' - (+0,1'') = 82^\circ 38' 40,1'';$$

– за правою частиною формули (3.2) виконують контроль визначення зенітної відстані *z*: $z = +0,1'' - 277^\circ 21' 20,0'' + 360^\circ = 82^\circ 38' 40,1''$.

Другий прийом виконують після завершення спостережень і обчислень у першому прийомі, для цього:

– переводять трубу через зеніт і спочатку при *КЛ*, а потім і при *КП*, повторюють описані вище дії, виконуючи другий повний прийом;

– за описаною вище методикою виконують математичну обробку результатів вимірювань, отриманих у другому прийомі.

Контролем якості вимірювань вертикальних кутів служить збіжність значень *MZ* (або *MO*) і *z* (або *v*), виведених з окремих прийомів. Їх коливання не повинні перевищувати 15".

У разі неприпустимих розбіжностей вимірювання повторюють.

Тригонометричне нівелювання. Виміряні зенітні віддалі *z* використовують потім при обчисленні перевищень *h* між пунктами.

При односторонньому тригонометричному нівелюванні маємо:

$$h = d \cdot ctgz + \frac{1-k}{2R} \cdot d^2 + i - v, \quad (3.21)$$

де d – горизонтальна відстань між пунктами;

k – коефіцієнт земної рефракції, приймається $k = 0,14$;

R – радіус Землі, приймається $R = 6371,11$ км;

i – висота приладу над центром;

v – висота візування.

Оскільки значення коефіцієнта k рефракції залежить від ряду факторів: зміни температури і тиску повітря; зміни температури ґрунту; висоти візирного променя над підстильною поверхнею і т. п., то по точності визначення перевищень тригонометричне нівелювання поступається геометричному.

Для підвищення точності визначення перевищень, а потім і висот пунктів геодезичної мережі, виконують наступне:

– тригонометричне нівелювання по кожному напрямку (стороні) виконують у прямому і зворотному напрямках;

– для конкретного району проведення робіт при необхідності уточнюють величину коефіцієнта рефракції на основі даних спеціальних досліджень;

– з метою зниження впливу рефракції вимір вертикальних кутів виконують у періоди достатньо чітких та спокійних зображень візирних цілей, виключаючи періоди, близькі (не менше двох годин) до сходу і заходу сонця.

Обчислення висот пунктів замкнутого теодолітно-висотного ходу, прокладеного з метою розвитку знімальної геодезичної мережі згущення детально розглядається в практичній роботі № 1 навчальної дисципліни «Геодезія» (частина 2) та пояснено у розділі 1 (пп. 1.1) методичних вказівок до практичних робіт [9].

3.7 Визначення висот геодезичного знака і приладу

Висоту геодезичного знака і висоту теодоліта над центром геодезичного пункту при висоті геодезичного знака до 20 м вимірюють звичайно безпосередньо металевою рулеткою двічі для контролю.

При висоті геодезичного знака більше 20 м його висоту і висоту теодоліта над центром пункту визначають аналітичним способом таким чином (рис. 3.12):

- на віддалі d , що дорівнює приблизно 1,5 висоти сигналу, у точці A встановлюють у робоче положення теодоліт і вимірюють кути нахилу: v_V – на верх візирного циліндра V ; v_i – на столик I сигналу; v_c – на верх K віхи або центрувального столика, установлених над центром C пункту B ;

- якщо вісь візирного циліндра V і центр K столика розташовані на прямовисній лінії, що проходить через центр C пункту B , з точністю до 2 см, то похилу відстань D вимірюють сталеву рулеткою від точки A стояння теодоліта тільки до центра C пункту B ;

- виміряну відстань D приводять до горизонтального прокладання d_c за виразом:

$$d_c = D \cdot \cos v_c; \quad (3.22)$$

- якщо величини лінійних елементів центрування і редуції більше 2 см, то, крім віддалі d_c , визначають віддалі d_V і d_i від точки A стояння теодоліта відповідно до проєкцій осі візирного циліндра V і центра I столика сигналу шляхом уведення у відстань d_c відповідних поправок Δv та Δ_i – (рис. 3.13), які визначаються за допомогою центрувального листа.

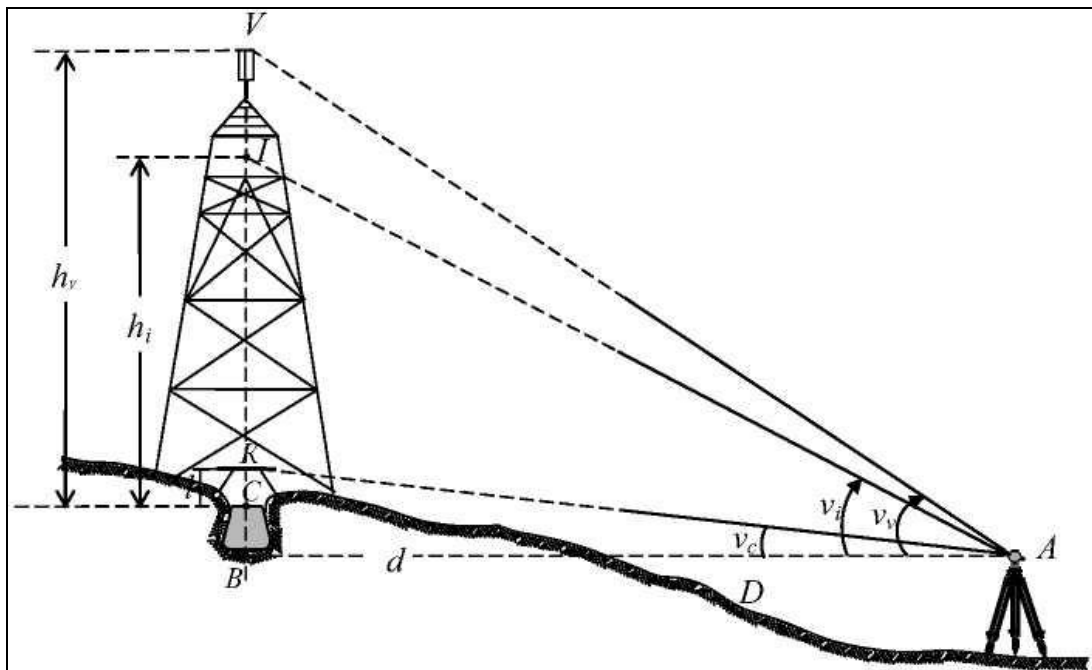


Рисунок 3.12 – Схема визначення висоти геодезичного знака аналітичним способом (пояснення позначень у тексті)

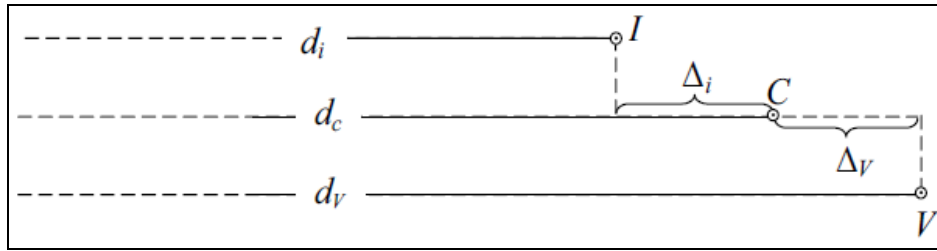


Рисунок 3.13 – До визначення віддалей d_v та d_i
(пояснення позначень у тексті)

Згідно з прикладом, наведеним на рис. 3.13, маємо:

$$d_v = d_c + \Delta_v \quad \text{та} \quad d_i = d_c - \Delta_i. \quad (3.23)$$

З рис. 3.13 видно, що висоту h_v геодезичного знака і висоту h_i теодоліта I щодо центра C пункту B можна визначити відповідно за виразами:

$$h_v = BV - BK + l \quad \text{та} \quad h_i = BI - BK + l, \quad (3.24)$$

де l – висота віхи чи центрувального столика над верхнім центром C пункту B ;

BV , BK та BI – відповідно катети прямокутних трикутників BAV , BAK та BAI , які визначаються відповідно за формулами:

$$BV = d_c \cdot \operatorname{tg} \nu_v; \quad BK = d_c \cdot \operatorname{tg} \nu_c; \quad BI = d_c \cdot \operatorname{tg} \nu_i. \quad (3.25)$$

Підставивши відповідно праві частини рівнянь формули (3.25) у праві частини рівнянь формули (3.24), для випадку, коли лінійні елементи центрування менше 2 см, будемо мати:

$$h_v = d_c \cdot (\operatorname{tg} \nu_v - \operatorname{tg} \nu_c) + l \quad \text{та} \quad h_i = d_c \cdot (\operatorname{tg} \nu_i - \operatorname{tg} \nu_c) + l. \quad (3.26)$$

У випадку, коли лінійні елементи більше 2 см, рівняння формули (3.26) приймуть наступний вигляд:

$$h_v = d_c \cdot \operatorname{tg} \nu_v - d_c \cdot \operatorname{tg} \nu_c + l \quad \text{та} \quad h_i = d_i \cdot \operatorname{tg} \nu_i - d_c \cdot \operatorname{tg} \nu_c + l. \quad (3.27)$$

Для контролю і підвищення точності визначення висот h_v знака і h_t теодоліта повторюють з іншої точки.

Розбіжності між двома значеннями висот геодезичного знака і теодоліта, визначеними безпосередніми вимірами і аналітичним способом, не повинні перевищувати 10 см. За остаточне значення висот h_v і h_t приймають середнє з двох визначень.

Усі результати польових вимірювань і обчислень за визначеннями висот заносять у журнал вимірювань зенітних віддалей.

3.8 Основні джерела похибок кутових вимірювань

Вимірювання горизонтальних і вертикальних кутів теодолітом завжди супроводжуються деякими похибками, зумовленими:

- неточним установленням візирної марки над геодезичним пунктом (редукція візирної цілі);
- неточним установленням центра лімба над вершиною кута, що вимірюється (центрування теодоліта);
- якістю і точністю кутомірних приладів (приладові похибки);
- кваліфікацією спостерігача;
- впливом зовнішнього середовища.

Приладові похибки вимірювань виникають через неточності виготовлення, складання та регулювання окремих вузлів і деталей теодоліта. До них належать:

- похибки виготовлення діаметрів лімбів,
- ексцентриситет лімба і алідади,
- колімаційна похибка,
- похибки внаслідок нахилу осей теодоліта,
- похибки відлікових пристроїв,
- похибки внаслідок температурних деформацій вузлів теодоліта й ін.

Систематичні приладові похибки (виготовлення діаметрів лімбів, ексцентриситета лімба і алідади, відлікових пристроїв) установлюють у процесі досліджень приладів для того, щоб можна було звести до мінімуму їх вплив на точність кутових вимірювань шляхом:

- належної організації вимірювань;
- дотриманням установлених правил вимірювання кутів;
- уведенням відповідних поправок у результати спостережень.

Для зниження впливу *випадкових* похибок, викликаних порушеннями геометричної схеми теодоліта, перед початком спостережень на пункті виконують необхідні перевірки та юстування теодоліта.

Методика вимірювання кутів повинна забезпечувати виключення або зниження впливу основних приладових і випадкових похибок, так:

- вплив ексцентриситету аліади виключається взяттям відліків на двох протилежних ділянках кутомірного круга;

- похибки, зумовлені колимацією зорової труби і нахилом горизонтальної осі її обертання, виключаються при усередненні результатів вимірювань, виконаних при двох положеннях вертикального круга;

- вплив випадкових похибок суттєво послаблюється шляхом збільшення числа прийомів вимірювань.

Похибки, які залежать від *зовнішніх умов*, визначаються:

- якістю і коливанням зображень візирних цілей;

- явищем рефракції;

- зміною температури повітря і теодоліта;

- явищем фаз у сонячні дні.

Якість зображень залежить від умов видимості, що визначаються прозорістю атмосфери, освітленістю і контрастністю об'єктів спостережень і фону, на який вони проєціюються. Особливо важко спостерігати віддалені геодезичні знаки, що проєціюються на неконтрастний фон.

Колівання зображень цілей, які спостерігаються в полі зору труби, викликаються конвекційними струмами повітря в приземлених шарах атмосфери. Чим вище температура і ближче до поверхні землі проходить візирний промінь, тим помітніше коливання зображень. Тому кутові вимірювання дозволяється виконувати тільки в умовах спокійних або злегка коливних зображень.

Рефракція полягає в ламанні світлового променя на окремих ділянках його траєкторії через різну щільність приповерхневих шарів атмосфери. Візирний промінь на шляху від приладу до спостережуваної цілі являє собою складну криву двоякої кривини (у горизонтальній і вертикальній площинах). Відповідно до цього розрізняють горизонтальну (бокову) і вертикальну рефракції. Вертикальна рефракція значно більше бокової. При відстанях до 10 км вертикальна рефракція часто досягає 2-3', тоді як бокова зазвичай не перевищує 10".

Протягом доби відбувається зміна температури, тиску і вологості шарів атмосфери, що призводить до зміни рефракції.

Найбільш швидка зміна величини рефракції відбувається в полуденний час, а також під час сходу і заходу сонця.

Максимальних величин рефракція досягає в безвітряні ясні жаркі дні, що значно ускладнює вимірювання Zenітних віддалей, горизонтальних кутів та напрямків і по суті обмежує можливість подальшого підвищення їх точності.

З метою послаблення впливу рефракції кутові вимірювання слід виконувати в періоди спокійних і чітких зображень. Для спостережень горизонтальних напрямків найбільш сприятливими вважаються періоди: *ранковий* – починається через годину після сходу сонця і триває не більше 1,5-2 годин; *вечірній* – починається з 15-16 годин і закінчується за годину до заходу сонця. У містах та інших населених пунктах спостереження рекомендується виконувати ранньою весною і восени, коли коливання температури протягом дня досить малі, а отже, вплив рефракції невеликий.

Зміна температури теодоліта, особливо нерівномірний нагрів його окремих частин, призводить до змін у відносному розташуванні деталей приладу і може помітно позначитися на точності кутових вимірів. Для ослаблення впливу цього чинника теодоліт при спостереженнях на пункті повинен бути захищений від прямого впливу сонячних променів.

Явище фаз полягає в тому, що в сонячні дні внаслідок нерівномірного освітлення візирних циліндрів спостережуваних знаків виникає похибка за неточний вибір осі симетрії циліндра, яка носить систематичний характер. Тому в останній час застосовують малофазні візирні циліндри з радіально спрямованими пластинами, що в значній мірі знижують цю похибку.

Особисті похибки вимірювань виникають також через недосконалість вимірювальної системи «*прилад-спостерігач*». До них належать наступні похибки:

- візування зорової труби на спостережувані цілі;
- відлічування на кутомірних кругах.

3.9 Розрахунок похибки поперечного зсуву полігонометричного ходу

Розглянемо, як джерела похибок кутових вимірювань впливають на похибку в положенні кінцевої точки витягнутого полігонометричного ходу, тобто на її поперечний зсув u .

Якщо припустити, що всі джерела похибок діють самостійно, то середня квадратична похибка m_u зсуву буде:

$$m_u^2 = m_\beta^2 = m_p^2 + m_u^2 + m_{np}^2 + m_{в.к.}^2 + m_3^2 + m_{вих.}^2, \quad (3.28)$$

де m_p – похибка редукції візирної цілі;

m_u – похибка центрування теодоліта;

m_{np} – приладові похибки;

$m_{в.к.}$ – похибки вимірювання кута;

m_3 – похибки, які залежать від зовнішніх умов;

$m_{вих}$ – похибки вихідних даних.

Приймаючи, що всі ці похибки за величинами однаково впливають на кутові виміри, будемо мати:

$$m_u = m_p \cdot \sqrt{6} = m_u \cdot \sqrt{6} = \dots = m_{вих} \cdot \sqrt{6} = m_{u'} \cdot \sqrt{6}. \quad (3.29)$$

Звідки

$$m_{u'} = m_p = m_u = m_{np} = m_{в.к.} = m_3 = m_{вих} = \frac{m_u}{\sqrt{6}} = \frac{m_\beta}{\sqrt{6}}. \quad (3.30)$$

Допустима відносна похибка поперечного зсуву ходу довжиною L виражається формулою:

$$\frac{m_u}{L} = \frac{1}{T \cdot \sqrt{2}}. \quad (3.31)$$

де T – знаменник відносної похибки полігонометричного ходу (табл. 2.3).

Наприклад, для ходу 1 розряду, при $L = 7$ км = 700000 см, $T = 10000$, згідно з формулою (3.31) маємо: $m_u/700000 = 1/14142$, звідки визначаємо: $m_u = 700000/14142 = 49,5$ см.

Підставивши у формулу (3.31) формулу (3.29), будемо мати:

$$\frac{m_{u'} \cdot \sqrt{6}}{L} = \frac{1}{T \cdot \sqrt{2}}. \quad (3.32)$$

Відносну допустиму похибку на окреме джерело похибок отримаємо, розділивши рівняння (3.32) на $\sqrt{6}$, тобто:

$$\frac{m_u}{L} = \frac{1}{T \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{6}} = \frac{1}{T \cdot \sqrt{12}} \approx \frac{1}{3,5 \cdot T}. \quad (3.33)$$

Наприклад, для ходу 1 розряду, при $L = 7 \text{ км} = 700000 \text{ см}$, $T = 10000$, згідно з формулою (3.33) отримаємо: $m_u / 700000 = 1/35000$, звідки маємо: $m_u = 700000/35000 = 20 \text{ см}$.

Отже, для ходу 1 розряду окреме джерело похибок повинно викликати похибку в положенні кінцевої точки не більш ніж на 20 см.

Питання для самоперевірки до теми № 3

1. Які кутомірні прилади застосовуються у мережах згущення та як виконуються перевірки і дослідження точних теодолітів?
2. Які способи вимірювання горизонтальних і вертикальних кутів застосовують у мережах згущення та які основні джерела похибок при кутових вимірюваннях?
3. Які способи використовують для визначення лінійних і кутових елементів центрування і редукації?
4. Яке призначення має тригонометричне нівелювання в мережах згущення?
5. Як визначають висоти геодезичного знака і приладу?

4 ЛІНІЙНІ ВИМІРЮВАННЯ В ГЕОДЕЗИЧНИХ МЕРЕЖАХ ЗГУЩЕННЯ

На різних етапах розвитку геодезії для вимірювання довжин ліній в геодезичних мережах згущення застосовувалися різноманітні методи з використанням:

- підвісних мірних приладів;
- базисних жезлів (паралактичний метод);
- оптичних віддалемірів подвійного зображення;
- радіовіддалемірів;
- світловіддалемірів;
- електронних тахеометрів.

У даний час, коли геодезичне виробництво забезпечено достатньою кількістю сучасних світловіддалемірів та електронних тахеометрів, використання перших чотирьох методів можливо (при забезпеченні необхідної точності вимірювання ліній), але недоцільно.

Загальні відомості про вимірювання довжин ліній віддалемірами викладені в першій частині дисципліни «Геодезія» [10-13] і в дисципліні «Основи геодезії» [14-17].

Нижче наводяться основні поняття з теорії електромагнітних коливань, розглядаються основні принципи, покладені в конструкцію електромагнітних віддалемірів, і методика вимірювання відстаней топографічними світловіддалемірами та електронними тахеометрами.

4.1 Принцип дії електромагнітних віддалемірів

Геодезичні прилади для вимірювання віддалі шляхом визначення часу розповсюдження електромагнітних (світлових) хвиль між кінцевими точками вимірюваної лінії, називають *електронними віддалемірами*.

Залежно від виду електромагнітних коливань такі прилади поділяються на:

- *світловіддалеміри*, що використовують піддіапазон видимих і інфрачервоних довжин хвиль;
- *радіовіддалеміри*, що використовують піддіапазон радіохвиль.

Світло- і радіовіддалеміри порівняно з оптичними віддалемірами мають значно більш високу точність вимірювань і можливість вимірів великих віддалей.

Перші світло- і радіовіддалеміри були сконструйовані та почали використовуватися з початку 30-х років ХХ-го сторіччя. З тих пір був створений цілий ряд конструкцій геодезичних і топографічних світло- і радіовіддалемірів, які забезпечували вимірювання віддалей від декількох метрів до 50 км з точністю від 1:10 000 до 1:500 000. Новий якісний стрибок у розвитку електронної віддалеметрії пов'язаний з використанням лазерних джерел випромінювання і розв'язанням проблеми автоматизації всього процесу вимірювань і обчислень.

У залежності від способу визначення часу проходження електромагнітною хвилею подвійної віддалі між точками електронні віддалеміри класифікують на *імпульсні*, *фазові* та *частотні*.

Перш ніж розглядати спосіб вимірювання часу, наведемо деякі відомості з радіотехніки.

Відомо, що електромагнітні хвилі це поширені періодичні коливання електромагнітного поля. Протягом певного проміжку часу напруженість поля робить повний цикл змін від нуля до максимального додатного значення, через нульове значення до максимального від'ємного значення, знову до нуля і т. д.

Час, за який відбувається повний цикл змін напруженості поля, називається *періодом* T , а кількість повних циклів змін за одну секунду – *циклічною частотою* f . Частота і період пов'язані співвідношенням:

$$f = \frac{1}{T}. \quad (4.1)$$

Одиницю частоти, що дорівнює одному коливанню в секунду, називають *герцом* (Гц). На практиці користуються більшими одиницями: $1 \text{ кГц} = 1 \cdot 10^3 \text{ Гц}$; $1 \text{ мГц} = 1 \cdot 10^3 \text{ кГц} = 1 \cdot 10^6 \text{ Гц}$; $1 \text{ гГц} = 1 \cdot 10^3 \text{ мГц} = 1 \cdot 10^9 \text{ Гц}$.

Віддаль, на яку хвиля поширюється за один період T , називається *довжиною хвилі* λ , тому:

$$\lambda = v \cdot T \quad \text{або} \quad \lambda = \frac{v}{f}. \quad (4.2)$$

Найбільше відхилення від нульового значення напруженості поля називається його *амплітудою* A .

Графічно електромагнітні коливання в даній точці можна показати векторною діаграмою і графіком у вигляді синусоїди (рис. 4.1).

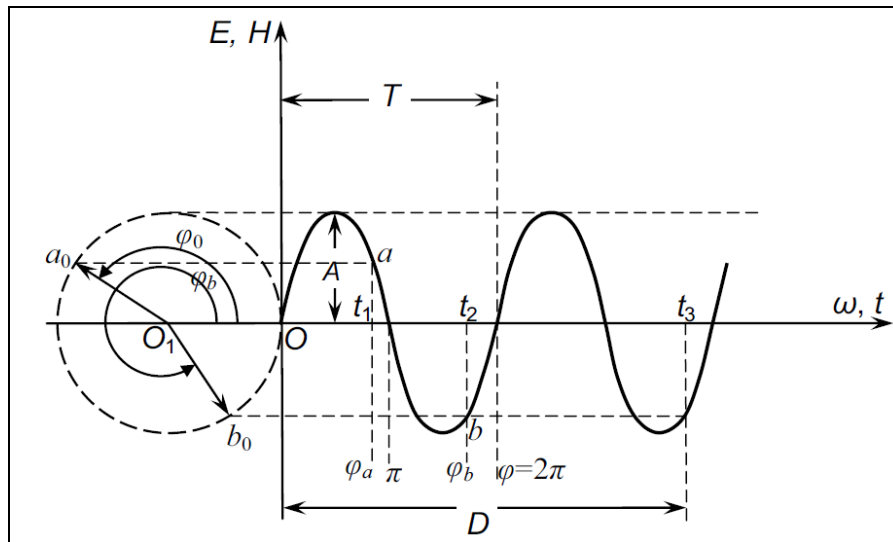


Рисунок 4.1 – Графічне зображення електромагнітних коливань у заданій точці (пояснення позначень наведені у тексті)

Уявимо собі вектор, що обертається з частотою f . Величина цього вектора дорівнює (у визначеному масштабі) амплітудному значенню напруженості електромагнітних коливань. Щоб напруженість електромагнітних коливань отримати на будь-який момент часу t , треба в цей момент спроеціювати вектор, що обертається, на деяку нерухому вісь E, H . Відкладаючи на цій осі значення напруженості поля E і H , а по перпендикулярній до неї осі, що проходить через точку O , – час t , отримаємо графік коливань напруженості у вигляді синусоїди.

Кожному моменту відповідає певне положення вектора і певне значення напруженості. Моменту t_1 відповідає положення вектора O_1a_0 , моменту t_2 – O_1b_0 .

Важливою характеристикою електромагнітних коливань, що визначає миттєве значення напруженості в даний момент часу, є *фазовий кут* φ (або просто *фаза*).

Фазою називається кут φ , утворений в даний момент обертовим вектором з віссю часу t . Величина фази залежить від кутової швидкості вектора ω і від часу t .

$$\varphi = \omega \cdot t, \quad (4.3)$$

де ω – кутова швидкість вектора, або кругова частота, яка показує, на скільки радіанів повертається вектор за одну секунду.

Кругова частота зв'язана з циклічною співвідношенням

$$\omega = 2\pi \cdot f . \quad (4.4)$$

Величину фази виражають в радіанах (рад) або в градусах. Фази моментів, віддалених за часом від початку коливань на T , $2T$, $3T$ і т. д. дорівнюватимуть відповідно 2π , 4π , 6π рад і т. д., тому величину фази можна відкласти по осі часу t .

В *імпульсних віддалемірах* (рис. 4.2) невеличка частка кожного імпульсу у момент випромінювання від джерела енергії **1** подається на вимірювальний пристрій **5**. Це прямий або опорний імпульс. Основна частина випромінюваного імпульсу двічі проходить вимірювану лінію: від передавача **2** до відбивача **3** і у зворотному напрямку до приймача **4**. Вимірювальний пристрій **5** визначає час запізнення потрапляння до нього відбитого імпульсу порівняно з прямим.

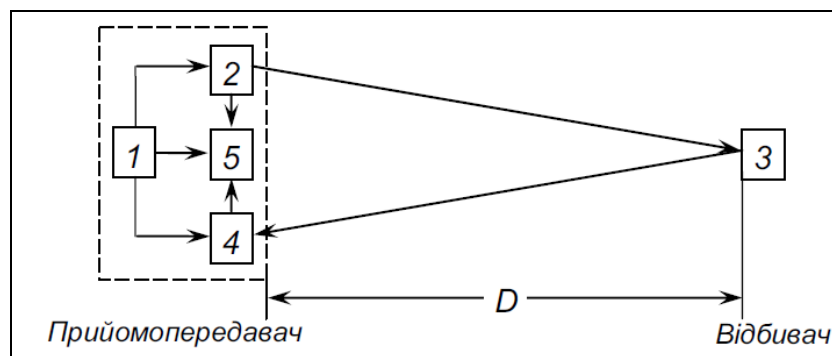


Рисунок 4.2 – Схема реалізації імпульсного способу вимірювання віддалей (пояснення позначень наведені у тексті)

За відомим часом $\tau = t_2 - t_1$ визначають довжину D вимірюваної лінії згідно з формулою:

$$D = \frac{v \cdot \tau}{2} \quad (4.5)$$

де v – швидкість поширення електромагнітних коливань в атмосфері в момент вимірювань.

Похибка у визначенні часу t є причиною похибки довжини лінії, яку вимірюють.

Точність вимірювання часу становить 1...10 нс, тому точність вимірювання довжин ліній коливається від 0,3...0,5 м до 10 м. Таку точність можна вважати задовільною для потреб геодезії, якщо вимірювати лінії понад 100 км.

Імпульсний спосіб використовується як у радіо-, так і в оптичному діапазонах.

У радіодіапазоні він застосовується на великих відстанях (в імпульсних радіогеодезичних системах) або при не дуже високих вимогах до точності (у радіовисотомірах для визначення висоти польоту літака під час аерофотознімання).

Найбільш ефективним є застосування імпульсного методу в оптичному діапазоні з використанням потужних імпульсних лазерів для вимірювання великих і надвеликих віддалей у космічній геодезії (наприклад, до штучних супутників Землі (ШСЗ), до Місяця тощо).

Частотний спосіб вимірювання віддалей (рис. 4.3) ґрунтується на використанні частотно-модульованих несучих коливань.

Несучу частоту модулюють так, щоб можна було встановити порівняно просту залежність між зміною частоти та часом, за який ця зміна відбулася, наприклад, згідно з лінійним законом.

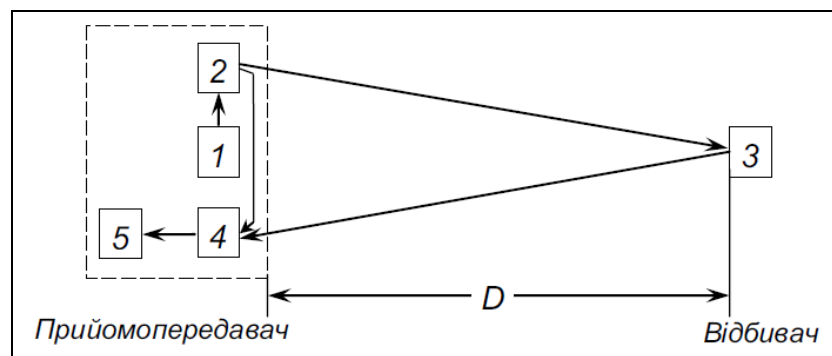


Рисунок 4.3 – Схема реалізації частотного способу вимірювання віддалей (пояснення позначень наведені у тексті)

Коливання, які двічі пройшли вимірювану лінію, потрапляють до приймача 4, який разом із частиною прямих коливань від передавача 2 передає їх до вимірювального пристрою (індикатор часу) 5. Тут визначають різницю частот прямих і відбитих коливань: $\Delta f = f_n - f_e$, де f_n – частота коливань, які випромінює передавач у момент часу t , а f_e – частота відбитих коливань, які приймає приймач у той самий момент часу.

Різниця частот залежить від довжини лінії, тобто від часу t подвійного проходження коливаннями вимірюваної лінії:

$$t = \frac{\Delta f}{4Ff}, \quad (4.6)$$

де F – амплітуда зміни частоти.

Якщо підставити формулу (4.6) у (4.5), то вимірювану віддаль можна визначити за формулою:

$$D = \frac{v \cdot \Delta f}{8F \cdot f}. \quad (4.7)$$

Модифікований частотний спосіб з модульованими коливаннями застосовують у радіовисотомірах, а також для забезпечення посадки космічних апаратів.

У *фазових віддалемірах* (рис. 4.4) вимірювання віддалей ґрунтується на методі порівняння фаз відправленого і відбитого сигналів – замість індикатора часу застосовують індикатор різниць фаз. Передавач віддалеміра **2** випромінює вздовж вимірюваної лінії гармонічні коливання. Вони проходять цю лінію, відбиваються, вдруге проходять її і приймач **4** їх приймає. До вимірювального пристрою – фазометра **5**, потрапляють прямі та відбиті коливання.

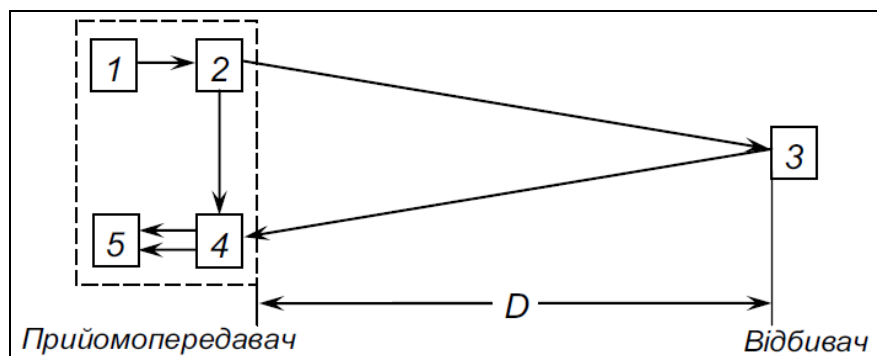


Рисунок 4.4 – Схема реалізації фазового способу вимірювання віддалей (пояснення позначень наведені у тексті)

Слід зазначити, що коливання, які попадають від передавача на вхід приймача найкоротшим шляхом, не проходячи дистанції, називаються *опорними*.

Фазометр вимірює різницю фаз прямих (опорних) і відбитих коливань. У момент t_1 згідно з формулою (4.3) фазу відбитого коливання можна визначити з виразу:

$$\varphi_g = \omega \cdot (t_1 - \tau), \quad (4.8)$$

а прямого коливання – з виразу:

$$\varphi_n = \omega \cdot t_1. \quad (4.9)$$

Тоді різниця фаз дорівнюватиме: $\Delta\varphi = \varphi_n - \varphi_g = \omega \cdot \tau = 2\pi f \cdot \tau$.

Звідки маємо:

$$\tau = \frac{\varphi_n - \varphi_g}{2\pi f} = \frac{\Delta\varphi}{2\pi f}. \quad (4.10)$$

Якщо підставити значення часу з рівняння (4.10) у формулу (4.5), то отримаємо формулу для фазових віддалемірів:

$$D = \frac{v}{2} \cdot \frac{\Delta\varphi}{2\pi f} = \frac{\Delta\varphi \cdot v}{4\pi f}. \quad (4.11)$$

Таким чином, коли швидкість v і частота коливань f відомі, а різниця фаз $\Delta\varphi$ виміряна, то за формулою (4.11) можна знайти віддаль. Цей метод визначення віддалей називається **фазовим**.

Різниця фаз $\Delta\varphi$ може приймати різні значення, які часто в багато разів більші за 2π . У загальному випадку різниця фаз прямих і відбитих коливань буде складатись із цілого числа окружностей N та її дробової частини ΔN (*фазового доміра*):

$$\varphi_n - \varphi_g = \Delta\varphi = 2\pi(N + \Delta N). \quad (4.12)$$

З урахуванням формули (4.12), виразу (4.10) можна надати вид:

$$\tau = \frac{N}{f} + \frac{\Delta N}{f}. \quad (4.13)$$

Підставимо значення часу з (4.13) у (4.5) та отримаємо основне **рівняння фазових віддалемірів**:

$$D = \frac{v}{2f}(N + \Delta N). \quad (4.14)$$

Через довжину хвилі з урахуванням формули (4.2) це рівняння набуває вигляду:

$$D = \frac{\lambda}{2}(N + \Delta N). \quad (4.15)$$

Насправді прийомо-передавач та відбивач центруються так, що вимірювана віддаль не точно дорівнює D , тоді рівняння (4.15) треба доповнити постійною віддалеміра K . Тому кінцева формула фазового віддалеміра має вигляд:

$$D = \frac{\lambda}{2}(N + \Delta N) + K. \quad (4.16)$$

Постійна світловіддалеміра K є «постійною» умовно. Вона змінюється із часом і залежить від температури та зовнішнього середовища. В останні роки у світловіддалемірах використовують більш довгі хвилі (червоні, інфрачервоні), які менше поглинаються атмосферою. У радіо-віддалемірах використовують більш короткі хвилі, які менше відбиваються від підстилаючої поверхні і легко концентруються в промінь.

Фазометри віддалемірів дають можливість вимірювати різницю фаз $\Delta\varphi$ у межах одного періоду, тобто тільки *фазовий домір*. Кількість півхвиль N (періодів) фазометри не визначають. Тому, якщо змінити довжину лінії на половину довжини хвилі, то показ фазометра не зміниться.

Коли вимірювати різниці фаз на одній частоті, можна мати багато значень довжини вимірюваної лінії, які відрізняються одне від одного на половину довжини хвилі вимірювальної частоти, тобто існує **багатозначність**. Щоб виключити багатозначність, вимірювання необхідно виконувати на двох або більше вимірювальних частотах. Частоту можна змінювати плавно – це одноступеневий спосіб або дискретно – це багатоступеневий спосіб.

В *одноступеневому способі* вимірювальну частоту змінюють плавно в заданому діапазоні, в якому вибирають не менше двох частот f_i і f_k , на яких вимірюють фазові доміри.

Відповідно до залежності (4.14) можна записати:

$$D = \frac{\nu}{2f_i}(N_i + \Delta N_i) \quad \text{та} \quad D = \frac{\nu}{2f_k}(N_k + \Delta N_k), \quad (4.17)$$

де ΔN_i і ΔN_k – фазові доміри, визначені фазометром на частотах f_i і f_k відповідно;

N_i і N_k – кількість цілих періодів, що міститься відповідно в різницях фаз $\Delta\varphi_i$ і $\Delta\varphi_k$ на цих частотах.

У залежностях (4.17) невідомі D , N_i , і N_k .

Під час збільшення частоти плавно збільшується різниця фаз і покази фазометра. Якщо частоту плавно збільшити так, щоб різниця фаз збільшилась на один період, тобто кількість цілих періодів збільшити на один, покази фазометра пройдуть усі можливі значення і повернуться до початкового, тобто пройде один цикл змін фазометра. Якщо поррахувати кількість циклів змін показів фазометра після переходу від частоти f_i до частоти f_k , можна визначити, на скільки N_k відрізняється від N_i , тобто

$$n_{ki} = N_k - N_i. \quad (4.18)$$

Якщо підставити значення N_k із (4.18) у друге (праве) рівняння з (4.17) і прирівнявши праві частини цих рівнянь, то після відповідних перетворень отримаємо вираз для визначення N_i :

$$N_i = \frac{n_{ki}f_i}{f_k - f_i} + \frac{\Delta N_k f_i - \Delta N_i f_k}{f_k - f_i}. \quad (4.19)$$

Щоб похибки вимірювань фазових домірів та частот якнайменше спотворювали результат обчислень, різниця частот повинна бути якомога більшою. Тому фазові вимірювання виконують на частотах, що є близькими до меж діапазону зміни частоти у даному віддалемірі.

Віддалеміри, в яких застосовують *багатоступеневий спосіб* виключення багатозначності, мають декілька постійних вимірювальних частот. На кожній з частот вимірюють фазові доміри.

Виключаючи багатозначність, визначають кількість цілих періодів для однієї з вимірювальних частот, яку називають *основною*. На ній виконують найбільшу кількість вимірювань і найточніше визначають фазові доміри. Якщо застосовують безпосередній спосіб визначення фазових домірів, другу вимірювальну частоту вибирають у цілу кількість разів меншою від основної, тобто першої, третю частоту в цілу кількість разів меншою від другої частоти, а також від першої і т. д.

Наприклад, може бути наступна комбінація частот: $f_1 = 15000$ кГц, $f_2 = f_1/10 = 1500$ кГц; $f_3 = f_2/10 = f_1/100 = 150$ кГц; $f_4 = f_3/10 = f_2/100 = f_1/1000 = 15$ кГц. Частота f_i близька до основної частоти f_1 і $f_1 > f_i'$. Різниця різниць фаз цих двох частот дорівнює різниці фаз на частоті, що є різницею цих двох частот, тобто на середній чи низькій частотах: $f_i = f_1 - f_i'$.

Кількість цілих періодів у різниці фаз на низькій частоті дорівнює різниці цілих кількостей періодів, які містилися в різниці фаз на кожній з високих частот. Фазовий домір, тобто показ фазометра, на середній чи низькій частотах можна обчислити, взявши різницю фазових домірів двох високих частот. Щоб виключити багатозначність посереднім способом визначення фазових домірів замість частоти $f_1/10$ використовують частоту, яка дорівнює $0,9 f_i$ або $1,1 f_i$, а частоту $f_1/100$ заміняють частотою $0,99 f_i$ або $1,01 f_i$.

Загалом для отримання фазового доміру посереднім способом у віддалемірі, крім першої частоти, застосовують одну з двох частот:

$$f_i' = f_1 + \frac{f_1}{k} \text{ або } f_i' = f_1 - \frac{f_1}{k}.$$

Багатоступеневий спосіб виключення багатозначності більш зручний для автоматизації процесу вимірювання віддалей. У сучасних електронних тахеометрах реалізовані обидва способи виключення багатозначності.

Фазовий спосіб вимірювання віддалей є найпоширенішим методом геодезичної віддалеметрії і використовується для вимірювання віддалей від десятків метрів до десятків (в радіодіапазоні – до сотень) кілометрів.

4.2 Класифікація світловіддалемірів. Точність вимірювань

Для геодезичних вимірювань використовуються світловіддалеміри (табл. 4.1), що відрізняються один від одного радіусом дії, послідовністю вимірювання ліній, функціональною схемою.

Таблиця 4.1 – Точність світловіддалемірів і межа вимірювань

| Типи світловіддалемірів | Значення коефіцієнтів | | Межа вимірювань, км | |
|-------------------------|-----------------------|--------------|---------------------|--------|
| | <i>a</i> | <i>b</i> | нижня | верхня |
| <i>Г</i> (геодезичні) | 5; 10 | 1; 2 | 0,5 | 15-20 |
| <i>П</i> (прецизійні) | 0,3; 0,5; 1,2 | 0,5; 1; 2; 3 | 0,002 | 0,1-3 |
| <i>Т</i> (топографічні) | 5; 10 | 2; 3; 5 | 0,002 | 1-15 |

Світловіддалеміри поділяють на наступні типи:

- 1) *геодезичні* – для створення державних геодезичних мереж;
- 2) *прецизійні* – для високоточних вимірювань в інженерній геодезії;
- 3) *топографічні* – для створення геодезичних мереж згущення, знімальних мереж і для топографічного знімання.

Середня квадратична похибка вимірювання ліній світловіддалеміром (табл. 4.2) залежить від довжини лінії і може бути обчислена за формулою:

$$m_D = a + b \cdot D_{\text{км}} \cdot 10^{-6}, \quad (4.20)$$

де *a* – частина середньої квадратичної похибки, що не залежить від довжини лінії, мм;

b·*D*_{км} – частина похибки, що залежить від довжини лінії (у міліметрах на кожний кілометр лінії).

Таблиця 4.2 – Основні параметри світловіддалемірів

| Параметри світловіддалемірів | Норми для різних типів | | |
|---|---------------------------|--------------------------|--------------------------|
| | СТ5 | 2СТ10 | 4СТ3 |
| Дальність, м | 5000 | 10000 | 1000-3000 |
| Середня квадратична похибка вимірювання віддалі, мм | $10 \pm 50 \cdot 10^{-6}$ | $5 \pm 3D \cdot 10^{-6}$ | $3 \pm 3D \cdot 10^{-6}$ |
| Граничні кути нахилу ліній, що вимірюються | $\pm 20^\circ$ | $\pm 25^\circ$ | $\pm 30^\circ$ |
| Напруга блоку живлення, В | 6-8,5 | 6-8,5 | 6,5-8,6 |
| Ціна одиниці молодшого розряду табло, мм | 1 | 1 | 1 |
| Маса світловіддалеміра, кг | 4,5 | 4,5 | 3 |
| Маса світловіддалеміра без основи, кг | 3,8 | 3,5 | 2 |

При вимірюванні сторін у мережах згущення треба дотримуватися того, що середня квадратична похибка не повинна перевищувати при вимірюванні довжини сторін: до 500 м – 10 мм; від 500 до 1000 м – 20 мм; понад 1000 м – 25 мм· D км. Зазначеної точності можна досягти при використанні топографічних світловіддалемірів (наприклад, СТ5, 2СТ10, 4СТ3) або електронних тахеометрів тих чи інших типів (наприклад, Та3М, ТС 1010 (Leica), Elta 20). Однак це не виключає можливості використання сучасних світловіддалемірів та/або електронних тахеометрів, які з'явилися в останні роки на світовому ринку, у тому числі, в Україні.

4.3 Методика виконання вимірювання віддалей топографічними світловіддалемірами

Як і будь-які засоби вимірювань, топографічні світловіддалеміри, а також метеорологічні прилади, що є в комплекті, періодично перевіряють для оцінювання відповідності їх реальних метрологічних характеристик заданим. Для цього перед початком і після закінчення польового сезону проводять регламентні роботи, у процесі яких на лініях відомої довжини перевизначають значення приладової поправки світловіддалеміра, а шляхом контрольних вимірів базисів перевіряють реальну точність випробуваного приладу. Також періодично перевіряють (раз на півроку) значення основної масштабної частоти. При її відхиленні за межі встановленого допуску, встановлюють номінальне значення регулюванням відповідних елементів.

Нижче на прикладі світловіддалеміру типу СТ пояснено виконання основних перевірок і юстувань. Перед безпосереднім використанням приладу проводять комплекс поточних перевірок та юстувань (циліндричного рівня, сітки ниток зорової труби і оптичного центра) і виконують перевірку функціонування електронних вузлів світловіддалеміра, а саме контролюються:

а) схема контролю джерела напруги (1 – встановлюють перемикач I у положення «КОНТР», перемикач II у положення «ВИКЛ»; 2 – оцінюють покази мікроамперметра, які мають бути в межах 60...9 мкА, якщо джерело струму заряджене);

б) індикатори дисплея (1 – включають світловіддалемір у режими «РОЗРАХ», «ТОЧНО»; 2 – спостерігають за показами дисплея, при цьому на всіх індикаторах протягом 1-4 секунд і після встановлення перемикача II в положення «РОЗРАХ» повинна відображатися цифра 8);

в) *схема вимірювання температури кварцового генератора* (1 – включають світловіддалемір у режими «РОЗРАХ», «КОНТР»; 2 – беруть і контролюють декілька відліків на дисплеї, при цьому кожний наступний відлік не повинен відрізнятись від попереднього більш ніж на 5 одиниць);

г) *схема встановлення контрольного відліку* (1 – знімають з об'єктива атенюатор (спеціальний пасивний пристрій, що зменшує напругу, струм або потужність електричних/електромагнітних коливань); 2 – встановлюють на об'єктив світловіддалеміра блок контрольного відліку; 3 – включають світловіддалемір у режими «РОЗРАХ», «ТОЧНО»; 4 – встановлюють рівень «СИГНАЛ» у середині робочої зони; 5 – перевіряють можливість зміни відліку поворотами головки встановлення контрольного відліку);

д) *мікроамперметр* (його перевірка виконується вимірюванням сили струму двома приладами незалежно, а саме: 1 – встановлюють перемикач I у положення «КОНТР», а перемикач II у положення «ВИКЛ»; 2 – підключають до світловіддалеміра джерело енергії і встановлюють на його виході напругу, під час якої показ приладу світловіддалеміра зі стрілкою складає 60 мкА; 3 – потім іншим приладом (зовнішнім мікроамперметром) вимірюють напругу батареї, яка має бути $60 \pm 0,5$ В).

Якщо електронні вузли світловіддалеміра працюють не нормально, то прилад потребує ремонту.

Порядок вимірювання довжин ліній. Усі сучасні світловіддалеміри дозволяють застосовувати триштативний спосіб вимірювання віддалей, при якому після вимірювання чергової лінії світловіддалемір виймають з підставки, закріпленої на штативі, і встановлюють на місці відбивача, у той час як відбивач переносять на черговий штатив для вимірювання наступної лінії і т. д.

Вимірювання довжин ліній (сторін) світловіддалемірами виконують у наступній послідовності:

а) на кінцевих точках вимірюваної лінії встановлюють штативи з підставками і центрують їх за допомогою переносного оптичного центрира;

б) у першій підставці закріплюють світловіддалемір (або теодоліт із закріпленим світловіддалеміром), у другій – відбивач, який за допомогою візира орієнтують на світловіддалемір з похибкою не більше 1° ;

в) за допомогою термометра-праща вимірюють температуру повітря з точністю до 1°C (при вимірюванні температури термометр-пращ крутять на шнурі над головою з частотою 1-2 об/с, далі, тримаючи термометр-пращ у тіні, через 1 хв. беруть відлік, а потім з інтервалом 20 с повторюють це до тих пір, поки відліки не перестануть змінюватись);

г) за допомогою барометра-анероїда вимірюють атмосферний тиск повітря з точністю до 1 мм рт. ст. (вимірювання температури і тиску повітря, як правило, виконують в обох кінцевих точках вимірюваної лінії);

д) після включення і прогрівання приладу ретельно наводять взаємно прийомо-передавач і відбивач за допомогою коліimatorних гвинтів по максимуму сигналу і, при необхідності, за допомогою ручки електронного фотопомножувача (ФЕП);

е) вимірюють віддаль за індивідуальною методикою заданою кількістю прийомів (новий прийом починають з контролю положення прийомо-передавача над центром пункту і повторного наведення на відбивач);

є) результати вимірювань записують у польовий журнал і обчислюють попереднє значення похилої віддалі;

ж) контролюють допустимий розбіг вимірювань у прийомах (за потребою виконують додаткові вимірювання віддалей);

з) вимірюють рулеткою висоту прийомо-передавача і відбивача над центром пункту (з точністю до 1 мм).

Усі результати записують у журнал і виконують оцінку точності за внутрішньою збіжністю результатів вимірювань.

Обробка результатів вимірювань. У середнє вимірне значення довжини лінії вводять поправки за метеорологічні умови і приладові поправки. Похилу довжину лінії D (мм) розраховують за формулою:

$$D = D_T + \delta D_{t,p,f} + \delta D_{\text{ц}}, \quad (4.21)$$

де D_T – результат вимірювання в режимі «ТОЧНО» з урахуванням цілих кілометрів, мм;

$\delta D_{t,p,f}$ – поправка за температуру, тиск повітря і температурну зміну частоти кварцового генератора, яка дорівнює: $\delta D_{t,p,f} = 10^{-5} \cdot D_T \cdot (k_{\text{п}} + k_f)$, мм;

$\delta D_{\text{ц}}$ – поправка за циклічну похибку, мм.

Коефіцієнт $k_{\text{п}}$ визначають за номограмою з урахуванням температури повітря та атмосферного тиску. Коефіцієнт k_f знаходять за графіком, що додається до паспорта світловіддалеміра.

Значення поправки за циклічну похибку $\delta D_{\text{ц}}$ визначають за графіком, складеним на основі спеціальних досліджень за результатами вимірювань віддалей в межах 10 м.

Після отримання похилої віддалі D обчислюють її горизонтальне прокладання d , при цьому можливі два випадки, які пояснені далі.

Випадок 1. Якщо відомі позначки кінцевих точок вимірюваної лінії, то горизонтальне прокладання d обчислюють наступним чином:

– визначають перевищення h між горизонтами світловіддалеміра і відбивача:

$$h = (H_{cv} + i) - (H_{eid} + v), \quad (4.22)$$

де H_{cv} , H_{eid} – позначки точок стояння, відповідно, світловіддалеміра і відбивача;

i , v – висоти над центрами пунктів, відповідно, світловіддалеміра і відбивача;

– розраховують поправку δD_H за нахил лінії до горизонту за формулою:

$$\delta D_H = \frac{h^2}{2D}; \quad (4.23)$$

– обчислюють горизонтальне прокладання d похилої віддалі D :

$$d = D - \delta D_H. \quad (4.24)$$

Випадок 2. Якщо після визначення похилої віддалі D вимірюють кут нахилу лінії візування ν , то горизонтальне прокладання d може бути знайдено за однією з формул:

$$d = D \cdot \delta \cos \nu \quad \text{або} \quad d = D - \delta D_H, \quad (4.25)$$

де δD_H – поправка за нахил лінії до горизонту, яка визначається за формулою:

$$\delta D_H = 2D \cdot \sin^2 \frac{\nu}{2}. \quad (4.26)$$

4.4 Основні джерела похибок світловіддалемірних вимірювань

Вимірювання віддалей світловіддалемірами супроводжується деякими похибками, зумовленими:

– якістю і точністю електронних віддалемірних приладів (приладові похибки);

– впливом зовнішнього середовища.

У загальному вигляді похила віддаль, виміряна світловіддалеміром, визначається за формулою

$$D = D' + K, \quad (4.27)$$

де D' – виміряна віддаль;

K – постійна поправка.

Перейдемо до середньої квадратичної похибки похилої віддалі D :

$$m_D^2 = m_{D'}^2 + m_K^2. \quad (4.28)$$

Для фазових світловіддалемірів віддаль D' може бути визначена за правою частиною формули (4.11):

$$D' = \frac{\Delta\varphi \cdot \nu}{4\pi f}, \quad (4.29)$$

де ν – швидкість поширення електромагнітних коливань в атмосфері в момент вимірювань, м/с, яку можна обчислити за формулою:

$$\nu = \frac{c}{n}, \quad (4.30)$$

де c – швидкість світла, м/с;

n – показник заломлення реального середовища поширення хвиль.

Якщо диференціювати формулу (4.29), то отримаємо:

$$\frac{dD'}{D'} = \frac{d\nu}{\nu} + \frac{d\Delta\varphi}{\Delta\varphi} - \frac{df}{f}. \quad (4.31)$$

Далі можна перейти до середніх квадратичних похибок:

$$m_{D'}^2 = \frac{m_\nu^2}{\nu^2} D'^2 + \frac{m_{\Delta\varphi}^2}{\Delta\varphi^2} D'^2 - \frac{m_f^2}{f^2} D'^2. \quad (4.32)$$

Підставимо рівняння (4.32) в рівняння (4.28) та отримаємо середню квадратичну похибку похилої віддалі:

$$m_{D'}^2 = \frac{m_v^2}{v^2} D'^2 + \frac{m_{\Delta\varphi}^2}{\Delta\varphi^2} D'^2 - \frac{m_f^2}{f^2} D'^2 + m_K^2. \quad (4.33)$$

На підставі (4.33) можна стверджувати, що середня квадратична похибка похилої віддалі $m_{D'}$, яка виміряна світловіддалеміром, залежить від сумарної дії середніх квадратичних похибок: визначення робочої швидкості електромагнітних хвиль (ЕМХ) m_v (для світловіддалемірів – світлових хвиль, для радіовіддалемірів – радіохвиль), вимірювання різниці фаз (циклічна похибка фазометра) $m_{\Delta\varphi}$, визначення частоти модуляції світла m_f , визначення постійної віддалеміра m_K .

Усі похибки світловіддалемірних вимірювань можна поділити на дві групи: *залежні* та *незалежні* від довжини лінії D . Тому далі пояснено, які похибки з рівняння (4.33) залежать від довжини лінії, а які не залежать.

1. Похибка визначення робочої швидкості світлових хвиль m_v . Скористаємося формулою (4.29) з урахуванням робочої швидкості:

$$D = \frac{\Delta\varphi \cdot c}{4\pi f \cdot n}. \quad (4.34)$$

Диференціюючи формулу (4.34) по \bar{n} і переходячи від диференціалів до відносної похибки, отримаємо:

$$\frac{m_v}{D} = \frac{m_{\bar{n}}}{\bar{n}} \quad \text{або} \quad m_v = \frac{m_{\bar{n}}}{\bar{n}} \cdot D. \quad (4.35)$$

З формули (4.35) видно, що m_v прямо пропорційна D . Наприклад, якщо $\bar{n} = 1,00$, $m_{\bar{n}} = 3 \cdot 10^{-6}$, а довжина лінії $D = 500$ м, то: $m_v = 1,5$ мм.

Таким чином, похибка визначення робочої швидкості світлових хвиль m_v залежить від D і має переважно систематичний характер, тому, що хвиля, зазвичай, проходить над поверхнею землі вище, ніж середнє значення висоти, на якій виконують вимірювання метеорологічних параметрів (поблизу випромінювача та приймача ЕМХ), а густина повітря (показник заломлення повітря) змінюється зі зміною висотою.

2. Похибка вимірювання різниці фаз $m_{\Delta\varphi}$. Диференціюючи формулу (4.34) по $\Delta\varphi$ і переходячи від диференціалів до середніх квадратичних похибок, отримаємо:

$$m_{\Delta\varphi} = \frac{c}{4\pi f} \cdot m_{\Delta\varphi}^{\circ} \quad \text{або} \quad m_{\Delta\varphi} = K_0 \frac{m_{\Delta\varphi}^{\circ}}{\rho^{\circ}}, \quad (4.36)$$

де $K_0 = \frac{c}{4\pi f}$.

Наприклад, якщо прийняти для топографічного світловіддалеміра СТ-5: $f = 15 \cdot 10^6$ Гц, $c = 299792458$ м/с, $4\pi = 12,57$, то K_0 буде дорівнювати: $K_0 = 1,59233$. Отже, при $\rho^{\circ} = 57^{\circ}$ та $m_{\Delta\varphi}^{\circ} = 0,5^{\circ}$, отримаємо: $m_{\Delta\varphi} = 13,9$ мм – для одного прийому, $m_{\Delta\varphi} = \frac{13,9}{\sqrt{2}} = 9,8$ мм ≈ 10 мм – для двох прийомів. Для сучасних світловіддалемірів $m_{\Delta\varphi}^{\circ} = 0,1^{\circ}$, отже похибка вимірювання різниці фаз буде дорівнювати $m_{\Delta\varphi} \approx 3$ мм.

Таким чином, похибка вимірювання різниці фаз $m_{\Delta\varphi}$ випадкова і не залежить від D .

3. Похибка визначення частоти модуляції світла (дрейф генератора частоти) m_f . Ця похибка викликана відхиленням основної частоти віддалеміра від заданої, номінальної частоти. Знову скористаємося основною формулою фазового світловіддалеміра (4.29). Диференціюючи цю формулу по f і переходячи до відносної похибки, отримаємо:

$$\frac{m_f}{D} = \frac{m_f^0}{f}. \quad (4.37)$$

З формули (4.37) маємо:

$$m_f = \frac{m_f^0}{f} \cdot D. \quad (4.38)$$

Зазвичай m_f^0 не перевищує 45 Гц. Тоді, наприклад, при $f = 15 \cdot 10^6$ Гц та $D = 500$ м на основі формули (4.38) матимемо: $m_f = 1,5$ мм.

Таким чином, похибка визначення частоти модуляції світла (дрейф генератора частоти) m_f є систематичною і залежить від D .

4. Похибка визначення постійної віддалеміра m_K . Для визначення m_K скористаємося наступною формулою:

$$m_K = \sqrt{m_{D_0}^2 + m_{D_i}^2}, \quad (4.39)$$

де m_{D_0} – середня квадратична похибка довжини контрольного базису (граничне значення даної похибки становить 2 мм);

m_{D_i} – середня квадратична похибка вимірювання довжини контрольного базису світловіддалеміром.

Усього вимірюється 9 базисів, кожний – 6 прийомами. Припустимо, що діють тільки фазові похибки, а інші похибки не розсіюють результати вимірювань. Таке припущення можливе, якщо всі 54 прийоми виконують за 1-1,5 години під час похмурої погоди. За таких умов гранична похибка буде дорівнювати:

$$m_{D_i} = \frac{m_{\Delta\varphi}}{\sqrt{6}}. \quad (4.40)$$

Наприклад, для топографічного світловіддалеміра СТ-5 на основі формули (4.40) маємо: $m_{D_i} = \frac{13,9}{\sqrt{6}} = 5,7$ мм. Тоді за формулою (4.33) m_K

буде дорівнювати: $m_K = \sqrt{2^2 + 5,7^2} = 6,0$ мм.

Таким чином, похибка m_K діє під час вимірювання, як систематична, безпосередньо не залежить від D , накопичується прямо пропорційно до числа ліній ходу, а отже, опосередковано залежить від довжини ходу.

Питання для самоперевірки до теми № 4

1. Які методи вимірювання ліній використовують у геодезичних мережах згущення?
2. На які два види розділяють електронні віддалеміри залежно від виду електромагнітних коливань?
3. Як класифікують електронні віддалеміри за методом визначення часу проходження світла при вимірюванні лінії?
4. Які прилади рекомендуються для вимірювання віддалей у геодезичних мережах згущення?
5. Які поправки необхідно вводити в горизонтальне прокладання вимірної лінії у геодезичних мережах згущення?

5 ВИЗНАЧЕННЯ ПОЛОЖЕННЯ ДОДАТКОВИХ ПУНКТИВ У ГЕОДЕЗИЧНИХ МЕРЕЖАХ ЗГУЩЕННЯ

5.1 Види геодезичних засічок

Для остаточного згущення існуючої геодезичної мережі до необхідної щільності іноді визначають додаткові пункти за допомогою кутових і лінійних засічок.

Застосування геодезичних засічок виникає також при:

- прив'язці ходів і систем полігонометричних ходів до пунктів опорної мережі;
- позацентровому встановленні супутникових приймачів.
- передачі (знесенні) координат з вершини недоступного знака на землю.

Координати геодезичного пункту можна визначити прямою та комбінованою засічкою з двох вихідних пунктів або оберненою засічкою за трьома вихідними пунктами. Такі засічки називають *одноразовими* і задача розв'язується за необхідною кількістю пунктів та вимірів але безконтрольно. Для контролю необхідно використовувати надлишкові пункти та виконати надлишкові виміри.

Пряма багаторазова засічка – це визначення координат пункту шляхом вимірювання кутів або напрямків на нього не менш ніж з трьох вихідних пунктів, координати яких відомі.

Обернена багаторазова засічка полягає у визначенні координат пункту шляхом вимірювання на цій точці кутів між напрямками як мінімум на чотири вихідних пункти з відомими координатами.

Наявність надлишкових вимірів у багаторазових засічках призводить до вирівнювальних обчислень переважно параметричним способом за методом найменших квадратів. У цьому способі кількість нормальних рівнянь дорівнює кількості невідомих. У багаторазових засічках невідомих параметрів завжди два – координати x і y шуканого пункту.

У параметричному способі вирівнювання кожний невідомий параметр представляють у вигляді двох складових: 1 – наближеного значення; 2 – поправки до нього. Для невідомих координат x і y пункту P це буде так:

$$\left. \begin{aligned} x_P &= x_0 + \delta x \\ y_P &= y_0 + \delta y \end{aligned} \right\} \quad (5.1)$$

Наближені координати x_0 та y_0 отримують шляхом розв'язання одноразових засічок, а найімовірніші поправки δx та δy знаходять параметричним способом за методом найменших квадратів з використанням диференціальних формул дирекційного кута.

При складанні проекту оберненої засічки слід звертати увагу на розміщення шуканої точки відносно «небезпечного кола», що проходить через три вихідні пункти A , B і C (рис. 5.1):

– якщо шукану точку розмістити на колі, то її положення стає невизначеним, оскільки з будь-якої точки цього кола, наприклад P або P' , сторони AB і BC будуть видні відповідно під однаковими кутами – α і β , тому що вони будуть спиратися кожного разу відповідно на однакові дуги AB і BC ;

– якщо шукану точку розташувати всередині кола або поза колом на віддалі від нього менше $1/5$ довжини його радіуса r (небезпечна площа на рис. 5.1 заштрихована), то рішення буде ненадійним;

– найбільш надійно визначається шукана точка оберненою засічкою, якщо вона розташовується всередині трикутника ABC або знаходиться проти однієї з його вершин (між продовженнями сторін).

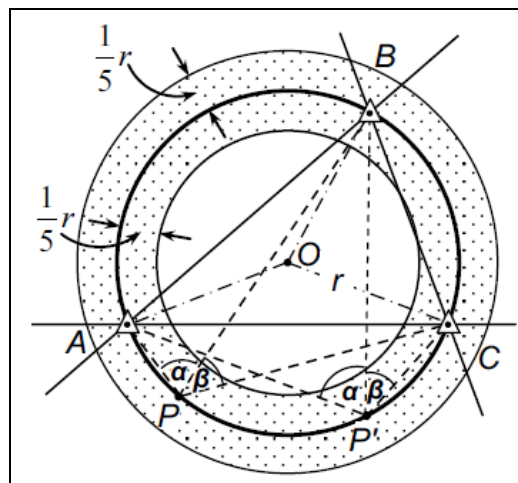


Рисунок 5.1 – До вибору точки, яка визначається оберненою засічкою (пояснення позначень у тексті)

5.2 Диференціальні формули дирекційного кута

Якщо деяка лінія AB , має координати її кінців $A(x_A y_A)$, $B(x_B y_B)$, то її дирекційний кут α можна розрахувати за допомогою наступної формули:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{y_B - y_A}{x_B - x_A}. \quad (5.2)$$

Припустимо, що точка A не змінює свого положення в плані (рис. 5.2, а), тобто вона є «твердою» точкою, на яку встановлюють теодоліт, при виконанні прямої кутової засічки, а точка B дещо змінила своє положення на B' , координати якої після цього стали $(x_B + dx_B)$ та $(y_B + dy_B)$. Очевидно, що дирекційний кут α лінії AB також змінить своє значення на величину $d\alpha$ для нового напрямку AB' . Тепер необхідно знайти зв'язок між змінами координат та змінами дирекційних кутів.

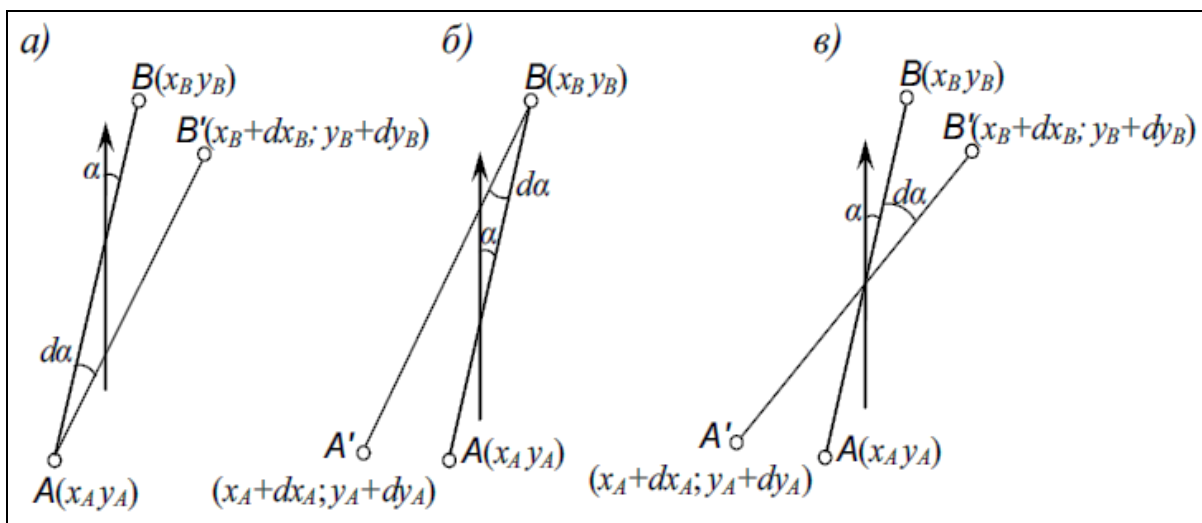


Рисунок 5.2 – Схема до пояснення суті диференціальних формул дирекційних кутів (пояснення позначень у тексті)

Продиференціювавши попередній вираз для обчислення дирекційного кута α за перемінним значенням α , отримаємо:

$$\frac{1}{\cos^2 \alpha} \cdot \frac{d\alpha}{\rho} = \frac{(x_B - x_A) \cdot dy_B - (y_B - y_A) \cdot dx_B}{(x_B - x_A)^2}. \quad (5.3)$$

Враховуючи, що $x_B - x_A = S \cdot \cos \alpha$ та $y_B - y_A = S \cdot \sin \alpha$, формулу (5.3) можна переписати так:

$$d\alpha = \rho \cdot \left(\frac{\cos \alpha}{S} \cdot dy_B - \frac{\sin \alpha}{S} \cdot dx_B \right). \quad (5.4)$$

Введемо у формулу (5.4) наступні позначення:

$$\left. \begin{aligned} (a) &= -\rho \sin \alpha \\ (b) &= \rho \cos \alpha \end{aligned} \right\} \quad (5.5)$$

З урахуванням введених позначень, отримаємо:

$$d\alpha = \frac{(a)}{S} \cdot dx_B + \frac{(b)}{S} \cdot dy_B. \quad (5.6)$$

Тепер розглянемо інший випадок, коли, навпаки, точка A дещо змінила свої координати на dx_A і dy_A (рис. 5.2, б). Отже, ця точка «шукана» (шукаємо її найімовірніші координати), а точка B – відома («тверда»). Якщо теодоліт встановлено в шуканій точці A , то цей випадок відповідає оберненій засічці. Зв'язок між змінами координат точки A та змінами дирекційного кута α можна записати за аналогією з формулою (5.5), тільки коефіцієнти при dx_A і dy_A відрізняються від коефіцієнтів при dx_B і dy_B знаками, тому для другого випадку кінцева формула буде мати вигляд:

$$d\alpha = -\frac{(a)}{S} \cdot dx_A - \frac{(b)}{S} \cdot dy_A. \quad (5.7)$$

Формули (5.6) і (5.7) називаються **диференційними формулами дирекційного кута**. У загальному випадку (рис. 5.2, в), коли змінюється положення 2-х кінцевих точок лінії AB , диференціальна формула має вигляд:

$$d\alpha = -\frac{(a)}{S} \cdot dx_A - \frac{(b)}{S} \cdot dy_A + \frac{(a)}{S} \cdot dx_B + \frac{(b)}{S} \cdot dy_B. \quad (5.8)$$

5.3 Пряма одноразова та багаторазова кутова засічка

Нижче перелічені основні способи визначення координат шуканого геодезичного пункту прямою одноразовою кутовою засічкою:

- 1) спосіб розв'язання прямої та оберненої геодезичних задач;
- 2) визначення координат шуканої точки P за формулами Юнга (формулами котангенсів вимірних кутів);
- 3) визначення координат шуканої точки P за формулами Гаусса (формулами тангенсів дирекційних кутів напрямків).

Перелічені вище способи визначення координат шуканого геодезичного пункту прямою одноразовою кутовою засічкою детально розглядаються в практичній роботі № 3 навчальної дисципліни «Геодезія» (частина 2) та пояснені у розділі 3 (пп. 3.1.3, 3.1.2 та 3.1.3) методичних вказівок [9].

Пряма багаторазова кутова засічка детально розглядається в практичній роботі № 4 навчальної дисципліни «Геодезія» (частина 2) та пояснено у розділі 4 (п. 4.1) методичних вказівок [9].

5.4 Обернена одноразова (способи Делаμβра і Кнейселя й оцінка точності визначення координат геодезичного пункту) та багаторазова (вирівнювання за виміряними кутами і виміряними напрямками) кутова засічка

Основними способами виконання оберненої одноразової кутової засічки є спосіб Делаμβра та спосіб Кнейселя.

Обернена одноразова кутова засічка (у тому числі, способи Делаμβра і Кнейселя та оцінка точності визначення координат геодезичного пункту P оберненою кутовою засічкою) детально розглядається в практичній роботі № 5 навчальної дисципліни «Геодезія» (частина 2) та пояснено у розділі 5 (пп. 5.1) методичних вказівок [9].

Основними способами виконання оберненої багаторазової кутової засічки є вирівнювання за виміряними кутами і вирівнювання виміряними напрямками.

Обернена багаторазова кутова засічка (вирівнювання за виміряними кутами) детально розглядається в практичній роботі № 6 навчальної дисципліни «Геодезія» (частина 2) та пояснено у розділі 6 (пп. 6.1) методичних вказівок [9].

З урахуванням викладеного вище в цьому пункті, нижче детально розглядається вирівнювання за виміряними напрямками результатів оберненої багаторазової кутової засічки. Координати пункту K (x , y), можуть бути визначені якщо виміряні напрямки M'_1 , M'_2 , M'_3 і M'_4 на чотири тверді пункти триангуляції шляхом оберненої багаторазової кутової засічки (див. рис. 5.3).

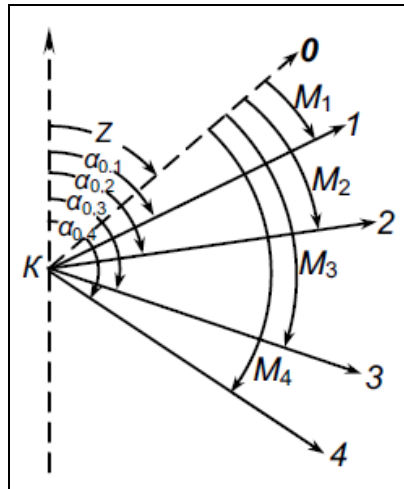


Рисунок 5.3 – Схема оберненої багаторазової кутової засічки – вирівнювання за вимірними напрямками (пояснення позначень у тексті)

Величинами зазначених вище напрямів є відповідно кути $OK1$, $OK2$, $OK3$ і $OK4$, відлічувані від нульового діаметра лімба $K0$. Нульовий напрям не пов'язаний з геодезичними пунктами, тому крім невідомих координат x , y треба визначити дирекційний кут нульового напрямку 2, який називається *орієнтуючим кутом* для даного ряду напрямків:

$$x = x_0 + \delta x; \quad y = y_0 + \delta y; \quad z = z_0 + \delta z. \quad (5.9)$$

де x_0 , y_0 , z_0 – наближене значення невідомих;

δx , δy , δz – поправки.

Наближені координати пункту K (x_0 , y_0) знайдемо з розв'язання оберненої одноразової засічки. Цім координатам відповідають наближені дирекційні кути $\alpha_{0,1}$, $\alpha_{0,2}$, ..., $\alpha_{0,4}$. Згідно з рис. 5.3, можна записати:

$$\alpha_i = z + M_i a_i = 2 + M_i. \quad (5.10)$$

Відповідно до параметричного способу вирівнювання за методом найменших квадратів запишемо рівняння (5.10) з урахуванням виразу (5.9) у вигляді

$$\alpha_{0,i} + \delta \alpha_i = z_0 + \delta z + M_i' + v_i$$

або

$$(5.11)$$

$$v_i = \alpha_{0,i} + \delta \alpha_i - z_0 - \delta z - M_i',$$

де v_i – поправка до виміряного значення напрямку, яку знаходять за даними вирівнювань;

$\delta\alpha_i$ – поправка до наближеного значення дирекційного кута,

z_0 – наближене значення невідомої координати z , яке знаходять з виразу:

$$z_0 = \frac{[\alpha_0 - M'_i]}{n}, \quad (5.12)$$

де n – кількість напрямків.

Введемо наступне позначення:

$$\alpha_0 - M'_i - z_0 = l_i. \quad (5.13)$$

З урахуванням диференційної формули дирекційного кута (5.8) та позначення (5.13) рівняння (5.11) буде мати наступний вигляд:

$$v_i = \alpha_i \delta x + b_i \delta y - \delta z + l_i. \quad (5.14)$$

Рівняння (5.14) називають **параметричними рівняннями поправок** для випадку, коли шляхом оберненої багаторазової кутової засічки вимірювали напрямки. Кількість таких рівнянь буде дорівнювати кількості напрямків, тобто величині n .

Від параметричних рівнянь поправок (5.14), згідно параметричного способу вирівнювання (за умови $[\upsilon\upsilon] = \min$), перейдемо до нормальних рівнянь.

Спочатку, щоб виключити з рівнянь (5.14) невідоме δz , складемо їх, поділимо результат на величину n та отримаємо:

$$\delta z = \frac{[a]}{n} \delta x + \frac{[b]}{n} \delta y + \frac{[l]}{n} = 0. \quad (5.15)$$

З рівнянь (5.12) та (5.13) слідує, що $\frac{[l]}{n} = 0$. З урахуванням цього рівняння (5.15) можна записати у наступному вигляді

$$\frac{[a]}{n} \delta x + \frac{[b]}{n} \delta y - \delta z = 0. \quad (5.16)$$

Відніmemo члени цього рівняння від відповідних членів кожного рівняння поправок (5.14) та отримаємо:

$$A_i \delta x + B_i \delta y + l_i = v_i, \quad (5.17)$$

де

$$a_i - \frac{[a]}{n} = A_i, \quad b_i - \frac{[b]}{n} = B_i. \quad (5.18)$$

Параметричні рівняння поправок у вигляді рівняння (5.17) називають *приведеними* або *редукованими*.

Далі виконують вирівнювання результатів вимірювань оберненою багаторазовою засічкою за вимірними напрямками.

Від рівнянь поправок (5.17) переходять до двох нормальних рівнянь:

$$\left. \begin{aligned} [AA]\delta x + [AB]\delta y + [Al] &= 0 \\ [AB]\delta x + [BB]\delta y + [Bl] &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (5.19)$$

Розв'язуючи їх, знаходять найімовірніші поправки δx та δy до наближених координат:

$$\left. \begin{aligned} \delta x &= \frac{[AB][Bl] - [BB][Al]}{[AA][BB] - [AB]^2} = \frac{D_x}{D} \\ \delta y &= \frac{[AB][Al] - [AA][Bl]}{[AA][BB] - [AB]^2} = \frac{D_y}{D} \end{aligned} \right\}. \quad (5.20)$$

де $D = [AA][BB] - [AB]^2$.

Найімовірніші координати x та y визначають за формулою:

$$x = x_0 + \delta x \quad \text{та} \quad y = y_0 + \delta y. \quad (5.21)$$

Найімовірніші значення напрямків M_i отримують у результаті суми відповідних поправок v_i , визначених за формулою (5.17), та значень M'_i .

$$M_i = v_i + M'_i. \quad (5.22)$$

Для заключного контролю вдруге знаходять найімовірніші вимірні напрямки за формулою:

$$r_i = a_i - z. \quad (5.23)$$

У формулі (5.23) величину a_i визначають за формулою:

$$a_i = \arctg (|y_i - y| : |x_i - x|), \quad (5.24)$$

а величину z – за формулою:

$$z = [a - M] / n. \quad (5.25)$$

де $[a - M]$ – сума всіх різниць дирекційних кутів та напрямків;

n – кількість напрямів.

Для оцінки точності польових вимірів і результатів вирівнювання застосовують відповідно наступні формули:

$$m_n = \sqrt{\frac{[v^2]}{n - k}}; \quad m_x = \frac{m_n}{\sqrt{P_x}}; \quad m_y = \frac{m_n}{\sqrt{P_y}}. \quad (5.26)$$

де m_n – середня квадратична похибка напрямку;

n – кількість напрямів;

$k = 3$, число невідомих. P_x, P_y – ваги найімовірніших значень координат.

5.5 Визначення положення двох точок за двома вихідними пунктами (задача Ганзена)

На практиці іноді треба визначити оберненою засічкою координати двох шуканих пунктів за двома вихідними пунктами. Уперше рішення цієї задачі запропонував німецький вчений Петер Ганзен (*Peter Andreas Hansen* (1795-1874 рр.) – видатний німецький астроном і геодезист).

Для визначення положення двох точок за двома вихідними пунктами (задача Ганзена) на шуканих точках P і Q вимірюють кути $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$ між напрямками на вихідні пункти A і B та відповідно на точки Q і P (рис. 5.4).

Існує декілька способів вирішення задачі Ганзена. Нижче детально пояснено порядок розв'язання цієї задачі способом умовних координат. Суть даного способу зводиться до обчислення координат точок в умовній і справжній системах за формулами прямої геодезичної засічки та визначення дирекційних кутів рішенням оберненої геодезичної задачі.

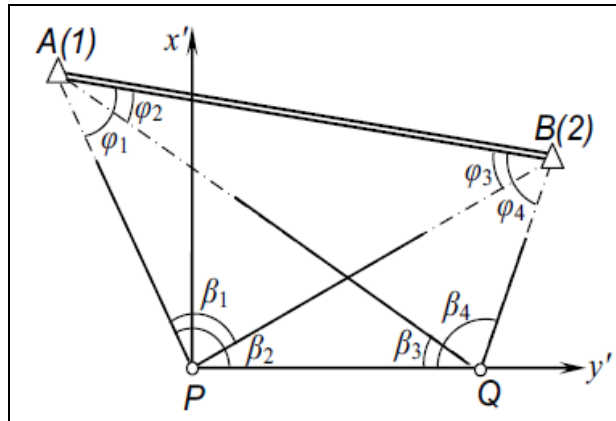


Рисунок 5.4 – Схема до визначення положення двох точок за двома вихідними пунктами (пояснення позначень у тексті)

1. Точку P приймають за початок умовної системи координат $x' y'$, напрям PQ – за додатний напрям осі ординат, а довжину сторони PQ – умовно за 1000,00 м. Тоді значення умовних координат точок P та Q будуть дорівнювати: $x'_P = 0,00$ м, $y'_P = 0,00$ м та $x'_Q = 0,00$ м, $y'_Q = 1000,00$ м.

2. З трикутників PAQ та PBQ за формулами Юнга знаходять умовні координати вихідних точок $A(x'_1, y'_1)$ і $B(x'_2, y'_2)$:

$$\left. \begin{aligned} x'_1 &= \frac{x'_P \cdot \text{ctg}\beta_3 + x'_Q \cdot \text{ctg}\beta_2 - y'_P + y'_Q}{\text{ctg}\beta_2 + \text{ctg}\beta_3} \\ y'_1 &= \frac{y'_P \cdot \text{ctg}\beta_3 + y'_Q \cdot \text{ctg}\beta_2 + x'_P - x'_Q}{\text{ctg}\beta_2 + \text{ctg}\beta_3} \end{aligned} \right\}$$

(5.27)

$$\left. \begin{aligned} x'_2 &= \frac{x'_P \cdot \text{ctg}\beta_4 + x'_Q \cdot \text{ctg}(\beta_2 - \beta_1) - y'_P + y'_Q}{\text{ctg}(\beta_2 - \beta_1) + \text{ctg}\beta_4} \\ y'_2 &= \frac{y'_P \cdot \text{ctg}\beta_4 + y'_Q \cdot \text{ctg}(\beta_2 - \beta_1) + x'_P - x'_Q}{\text{ctg}(\beta_2 - \beta_1) + \text{ctg}\beta_4} \end{aligned} \right\}$$

З урахуванням значень умовних координат формула (5.27) буде мати наступний вигляд:

$$\left. \begin{aligned} x'_1 &= \frac{1000}{\text{ctg}\beta_2 + \text{ctg}\beta_3}; & x'_2 &= \frac{1000}{\text{ctg}(\beta_2 - \beta_1) + \text{ctg}\beta_4}; \\ y'_1 &= \frac{1000 \cdot \text{ctg}\beta_2}{\text{ctg}\beta_2 + \text{ctg}\beta_3}; & y'_2 &= \frac{1000 \cdot \text{ctg}(\beta_2 - \beta_1)}{\text{ctg}(\beta_2 - \beta_1) + \text{ctg}\beta_4}. \end{aligned} \right\} \quad (5.28)$$

3. За отриманими умовними координатами пунктів A і B визначають умовний дирекційний кут α'_{AB} сторони AB за формулами оберненої геодезичної задачі:

$$\operatorname{tg} \alpha'_{AB} = \frac{y'_B - y'_A}{x'_B - x'_A}. \quad (5.29)$$

4. Обчислюють кути $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ і φ_4 , утворені напрямками з вихідних пунктів A і B на обумовлені точки P і Q :

$$\begin{aligned} \varphi_1 &= \alpha'_{AP} - \alpha'_{AB}; & \varphi_2 &= \alpha'_{AQ} - \alpha'_{AB}; \\ \varphi_3 &= \alpha'_{BA} - \alpha'_{BP}; & \varphi_4 &= \alpha'_{BA} - \alpha'_{BQ}. \end{aligned} \quad (5.30)$$

У формулі (5.30) величини α'_i визначають наступним чином:

$$\begin{aligned} \alpha'_{AP} &= \alpha'_{AB} - \beta_2 + 180^\circ; & \alpha'_{BP} &= \alpha'_{PQ} - (\beta_2 - \beta_1) + 180^\circ; \\ \alpha'_{AQ} &= \alpha'_{PQ} + \beta_3 - 180^\circ; & \alpha'_{BQ} &= \alpha'_{PQB} + \beta_4 - 180^\circ. \end{aligned} \quad (5.31)$$

У формулі (5.31) величина α'_{PQ} – умовний дирекційний кут напрямку PQ , який дорівнює $\alpha'_{PQ} = 90^\circ$.

Метою введення умовної системи координат якраз і було визначення кутів $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ і φ_4 при вихідних пунктах A і B .

5. З трикутника ABP за формулами Юнга обчислюють координати точки P :

$$\left. \begin{aligned} x_P &= \frac{x_1 \cdot \operatorname{ctg} \varphi_3 + x_2 \cdot \operatorname{ctg} \varphi_1 - y_2 + y_1}{\operatorname{ctg} \varphi_1 + \operatorname{ctg} \varphi_3}, \\ y_P &= \frac{y_1 \cdot \operatorname{ctg} \varphi_3 + y_2 \cdot \operatorname{ctg} \varphi_1 + x_2 - x_1}{\operatorname{ctg} \varphi_1 + \operatorname{ctg} \varphi_3}. \end{aligned} \right\} \quad (5.32)$$

З трикутника APQ визначають координати точки Q :

$$\left. \begin{aligned} x_Q &= \frac{x_2 \cdot \operatorname{ctg} \varphi_2 + x_1 \cdot \operatorname{ctg}(\varphi_3 + \varphi_4) - y_2 + y_1}{\operatorname{ctg}(\varphi_3 + \varphi_4) + \operatorname{ctg} \varphi_2}, \\ y_Q &= \frac{y_2 \cdot \operatorname{ctg} \varphi_2 + y_1 \cdot \operatorname{ctg}(\varphi_3 + \varphi_4) + x_2 - x_1}{\operatorname{ctg}(\varphi_3 + \varphi_4) + \operatorname{ctg} \varphi_2}. \end{aligned} \right\} \quad (5.33)$$

Найбільша точність визначення координат точок P та Q буде забезпечена у випадку, коли чотирикутник близький до квадрату. При наявності тільки двох вихідних пунктів A та B визначення положення точок є безконтрольним. Тому для контролю слід виміряти довжину сторони PQ і порівняти її величину з розрахунковим значенням.

5.6 Визначення координат пунктів лінійною засічкою, знесення координат з вершини знака на землю і прив'язування пунктів геодезичної мережі згущення до постійних об'єктів місцевості та відшукування цих пунктів

Визначення координат геодезичних пунктів лінійною засічкою детально розглядається в практичній роботі № 7 навчальної дисципліни «Геодезія» (частина 2) та пояснено у розділі 7 (пп. 7.1) методичних вказівок [9].

Знесення координат з вершини геодезичного знака на землю детально розглядається в практичній роботі № 8 навчальної дисципліни «Геодезія» (частина 2) та пояснено у розділі 8 (пп. 8.1) методичних вказівок [9].

З урахуванням викладеного вище в цьому пункті, нижче детально розглядається прив'язування пунктів геодезичної мережі згущення до постійних об'єктів місцевості та відшукування цих пунктів. Від прокладення геодезичної мережі згущення до її використання для топографічного знімання може пройти декілька років, тому, як би фундаментально не закріплювались пункти, знайти їх на місцевості буває дуже важко. Для знаходження пунктів у будь-який момент часу виконують прив'язування пунктів до постійних предметів або до пунктів триангуляції, трилатерації чи полігонометрії старших класів. Кількість елементів прив'язування має бути необхідною і достатньою для того, щоб поновити хоча б два сусідніх пункти полігонометричного ходу. Нижче розглянуті типові методи прив'язування до близьких і далеких постійних предметів.

Прив'язування до фасадів будинків. Якщо полігонометричний хід проходить біля постійних предметів, тоді таке прив'язування виконують переважно лінійними вимірюваннями – рулетками. Наприклад, якщо точка ходу P_i розташована біля стіни AB цегляної або кам'яної споруди (рис. 5.5, а), тоді доцільно опустити на лінію AB фасаду перпендикуляр з точки P_i та виміряти довжину перпендикуляра c .

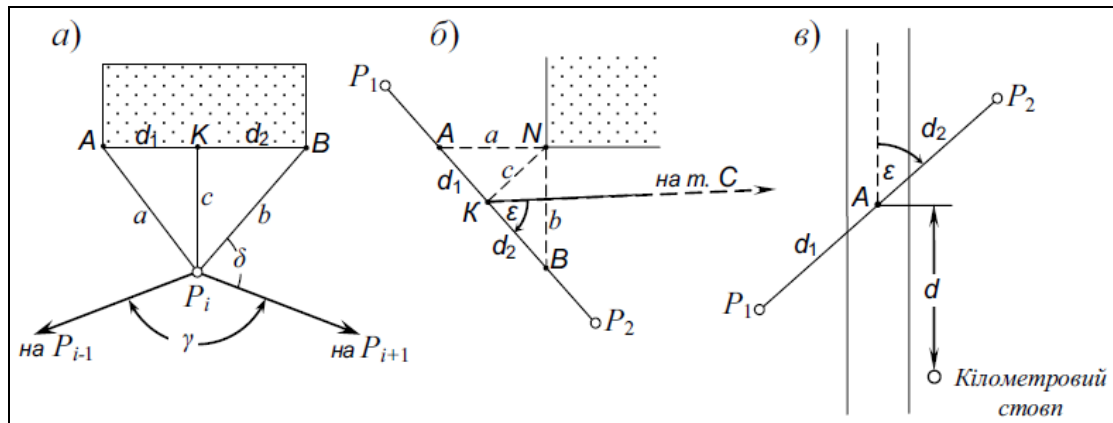


Рисунок 5.5 – Схеми прив’язування до близьких і віддалених (m, C) пунктів:
 а) – до фасаду будинку; б) – до кута будинку; в) – до осі дороги
 (пояснення позначень у тексті)

Крім того, доцільно виміряти віддалі d_1 і d_2 від основи перпендикуляра, тобто від точки K , до кутів будинку (рис. 5.5, а). Цих вимірів достатньо, щоб знайти точку P_i , але безконтрольно. Прив’язування слід виконувати так, щоб обов’язково був контроль. Тому необхідно ще виміряти віддалі a та b від кутів будинку A і B до точки P_i . В цьому випадку точку P_i можна знайти з контролем лінійними засічками, використовуючи довжини a, c, b .

Для відновлення напрямків на суміжні пункти P_{i-1} і P_{i+1} достатньо виміряти на пункті P_i кути γ та δ (рис. 5.5, а).

Прив’язування до кута будинку. Якщо хід проходить біля кута будинку (рис. 5.5, б), то прив’язування можна виконати методом створів – продовження стін будинку дає на стороні ходу P_1P_2 точки A і B . Крім того, потрібно з точки N кута будинку опустити (наприклад, за допомогою екера) перпендикуляр на цю ж лінію ходу. Точки A, K та B необхідно зафіксувати. Для цього слід виміряти відрізки a, c, b , а також d_1 і d_2 . Цих даних буде достатньо, щоб з контролем, за необхідністю, відновити положення точок A, K та B . Для точного встановлення напрямку сторони полігонометричного ходу корисно виміряти на одній з точок A, K або B кут ε між напрямком сторони ходу та напрямком на віддалений стійкий предмет C (m – точка).

Прив’язування до дороги. Якщо полігонометричний хід перетинає автотрасу або залізницю (рис. 5.5, в), то на осі дороги потрібно визначити точку A – перетин осі з лінією ходу. Потім треба виміряти: віддалі d_1 і d_2 від цієї точки до початку та кінця лінії, кут ε між напрямком лінії та віссю дороги, віддаль d від точки A до найближчого кілометрового стовпа (ліворуч або праворуч, відносно лінії P_1P_2).

Контролем є сума d_1 і d_2 , яка повинна дорівнювати довжині сторони ходу P_1P_2 , а також відома віддаль d до найближчого кілометрового стовпа.

Прив'язування до далеких предметів. У малонаселених районах близькі стійкі предмети місцевості просто відсутні, але часто трапляються випадки, коли з пунктів полігонометричних ходів видно далекі предмети місцевості: поодинокі дерева, перехрестя доріг, чіткий край лісу тощо. У цьому випадку слід виміряти кути β_1 і β_2 (рис. 5.6), як це робиться в задачі Потенота, а для орієнтування сторін ходу виміряти кути γ та δ . Під час пошуку пункту P_i потрібно встановлювати теодоліт послідовно в ці точки, щоб вимірювані кути наближалися до відомих β_1 і β_2 .

Контролем будуть кути γ та δ . Досить корисним для такого прив'язування використовувати метод створів.

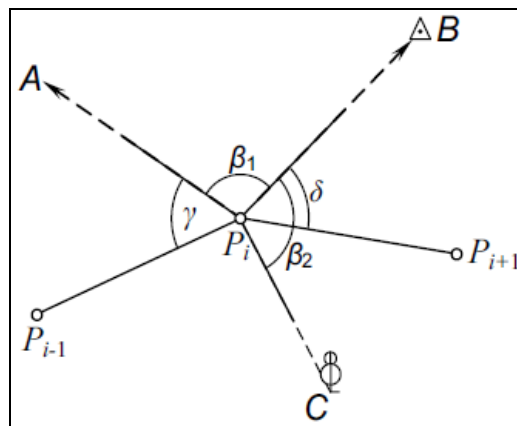


Рисунок 5.6 – Схема прив'язування пунктів до далеких предметів (пояснення позначень у тексті)

Відшукування пунктів за прив'язками до інших пунктів геодезичних мереж використовують найчастіше для поновлення пунктів полігонометрії. Якщо, наприклад, було виконане прив'язування пункту P до пунктів триангуляції T_1 , T_2 та T_3 (рис. 5.7) розв'язком задачі про четверту точку (розв'язком задачі Потенота), то для відшукування втраченого пункту потрібно, ставши на місцевості там, де очікується положення цього пункту (наприклад, в точці N), визначити координати точки N , користуючись пунктами триангуляції T_1 , T_2 та T_3 . Далі, знаючи координати точок N та P , можна поновити положення точки P . Для цього за координатами обчислюється довжина та напрямок лінії NP . Далі, знаючи дирекційний кут лінії (NT_3), обчислюють кут β_3 за наступною формулою:

$$\beta_3 = \alpha_{NP} - \alpha_{NT_3}. \quad (5.34)$$

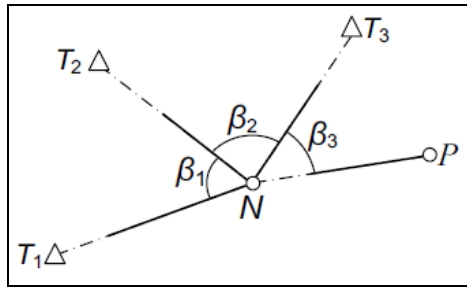


Рисунок 5.7 – Схема відшукування пункту, прив’язаного до пунктів тріангуляції (пояснення позначень у тексті)

Додавши значення кута β_3 до відліку лімба теодоліта, який встановлено в точці N і труба якого наведена на точку T_3 , отримаємо новий відлік, який необхідно встановити на лімбі, відкріпивши алідаду і повертаючи трубу в горизонтальній площині.

Далі, користуючись вертикальною ниткою сітки, виставляють віху в напрямку візирної осі труби. На останок залишається за цим напрямком відкласти довжину визначеної лінії NP і місце положення точки P на місцевості буде знайдено.

Питання для самоперевірки до теми № 5

1. Які методи використовують для визначення координат додаткових пунктів у тих випадках, коли безпосереднє вимірювання ліній від пункту геодезичної основи до пункту, що визначається, неможливе або незручне?
2. Який метод визначення положення пункту слід застосовувати, якщо з цього пункту видно три значно віддалених пункти тріангуляції?
3. У яких випадках рішення задачі по визначенню координат пункту оберненою кутовою засічкою буде невизначеним?
4. Які формули використовують для встановлення зв’язку між зсувом координат кінцевої точки деякої лінії та зміною дирекційного кута цієї лінії?
5. Яким способом можна отримати приблизні координати шуканої точки?
6. Яка кількість рівнянь похибок виникає при обчисленні оберненої багаторазової засічки?
7. У чому полягає рішення задачі по визначенню двох точок за двома даними точками за допомогою умовних координат?

8. Яка за формою фігура, утворена двома даними і двома шуканими точками, буде найбільш вигідною для забезпечення найбільшої точності визначення координат за задачею Ганзена?

9. У чому полягає суть методу знесення координат з вершини знака на землю та в яких випадках він застосовується?

10. Яка мета прив'язувальних робіт?

6 ПОПЕРЕДНЯ ОБРОБКА ПОЛЬОВИХ ВИМІРІВ У ГЕОДЕЗИЧНИХ МЕРЕЖАХ ЗГУЩЕННЯ

Метою попередньої обробки польових вимірів у геодезичних мережах згущення є:

- установлення якості польових вимірів і відповідності їх вимогам інструкцій і необхідній точності;
- підготовка результатів вимірювань для вирівнювання;
- оцінка точності кутових та лінійних вимірів.

До попередньої обробки результатів спостережень відносяться всі обчислення, які необхідні для отримання:

- горизонтальних напрямків і довжин ліній, які приведені до центрів пунктів та редуковані на площину в проекції Гаусса-Крюгера;
- робочих координат пунктів;
- робочих висот пунктів.

У результаті попередніх обчислень:

- визначають нев'язки ходів і полігонів та зрівнюють їх з граничними значеннями за інструкцією для відповідного класу або розряду;
- розраховують середні квадратичні похибки польових вимірювань кутів і довжин ліній.

6.1 Попереднє опрацювання кутових вимірів

Попередні обчислення починаються ще в полі, під час виконання спостережень на пункті, продовжуються в камеральних умовах і включають:

- перевірку польових матеріалів;
- складання зведень виміряних напрямків і кутів;
- складання схеми виміряних горизонтальних напрямків;
- обчислення поправок за центрування, редукцію та за приведення виміряних напрямків на площину в проекції Гаусса;
- приведення виміряних напрямків до центрів пунктів і на площину в проекції Гаусса;
- складання схеми мережі з приведеними напрямками.

Перевірка результатів польових матеріалів починається з перевірки центрувальних листів (див. розділ 3, пп. 3.4, рис. 3.8):

- 1 – значення елементів приведення і контрольного кута;
- 2 – правильність оформлення цих листів.

У польових журналах перевіряють обчислення значень: 1 – середнього арифметичного з відліків; 2 – середніх вимірних напрямків; 3 – приведених до нуля напрямків (див. розділ 3, пп. 3.3, табл. 3.1). Одночасно перевіряють дотримання встановлених допусків у вимірах (незамикання горизонту, коливання подвійної колімаційної похибки) за окремими прийомами і за всіма прийомами (див. розділ 3, пп. 3.3, табл. 3.2).

У зведену відомість спостережень (див. розділ 3, пп. 3.3, табл. 3.3) виписують результати вимірювання напрямків усіма виконаними на пункті прийомами і виконують оцінку точності вимірних напрямків.

Схема мережі в масштабі 1:25 000 або 1:10 000 складається для виявлення грубих помилок у польових вимірах та отримання за нею необхідних даних для наступних попередніх обчислень.

Якщо застосовувалася позацентрова установка приладу або позацентрове розташування на пунктах мережі відбивача і візирної цілі, необхідно обчислити поправки за центрування і редуцію. Для обчислення використовують значення кутових і лінійних елементів приведення (див. розділ 3, пп. 3.4).

Обчислення поправок δ у виміряні напрямки за кривину зображення геодезичних ліній на площині в проекції Гаусса (рис. 6.1) виконують за формулою:

$$\delta_{1,2} = \frac{\rho}{2R_m^2} \cdot (x_2 - x_1) \cdot y_m, \quad (6.1)$$

де y_m – середня віддаль лінії від осьового меридіана;

x_1, x_2 – абсциси відповідно початкової і кінцевої точок лінії;

R_m – радіус Землі, $R_m = 6371$ км;

ρ – радіан, $\rho = 206265''$.

Під час переходу на площину в проекції Гауса необхідно вводити поправки і у виміряні кути повороту полігонометричного ходу, їх можна визначити, як видно з рис. 6.1, за наступною формулою:

$$\beta_{1пл} = \beta_{1вим} + (\delta_{1,3} - \delta_{1,2}). \quad (6.2)$$

При обробці в місцевій системі координат ці редуції не вводять, якщо геодезична мережа розташована в межах дії місцевої системи, а сама система координат введена на площині.

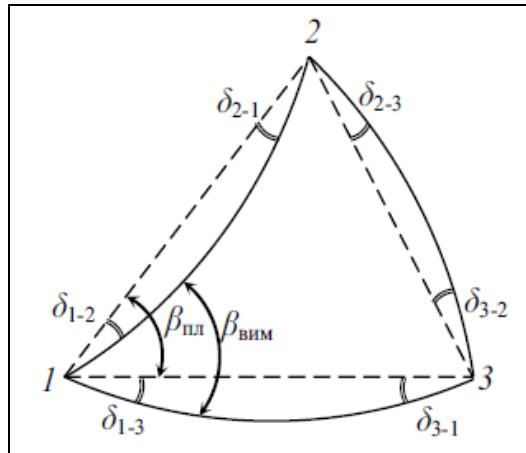


Рисунок 6.1 – Кривина зображення геодезичних ліній на площині в проекції Гаусса (пояснення позначень у тексті)

Наприклад, для полігонометрії 4 класу при середній довжини лінії $S_{сер} = 500$ м та $x_2 - x_1 = 500$ м, $y_{сер} = 250$ км (тобто край зони), на підставі формули (6.1) маємо: $\delta_{1,2} = \frac{206265 \cdot 0,5 \cdot 250}{2 \cdot 6371^2} \approx 0,3''$. Середня квадратична похибка вимірювання кутів для полігонометрії 4 класу дорівнює $2''$, тому поправкою δ можна не враховувати. Однак, під час збільшення довжини лінії (наприклад, до 3 км) і на краю зони цю поправку потрібно обов'язково враховувати.

Далі наведено пояснення попереднього опрацювання кутових вимірів для триангуляції 1 розряду.

Після обробки польових журналів у триангуляції викреслюють схему мережі в такому порядку:

- викреслюють у масштабі 1:10 000 кілометрову сітку;
- за координатами наносять вихідні пункти;
- за допомогою транспортира проводять усі вимірні напрямки на пункти, що визначаються.

За трикутниками похибок, утвореними при проведенні напрямів, виявляються грубі промахи в польових вимірах, якщо вони мали місце.

За складеною таким чином схемою графічно визначають відстані між пунктами та записують їх з точністю до 0,01 км – над відповідними напрямками (див. рис. 6.2).

Обов'язково у кожний вимірний напрям уводять сумарну поправку за центрування, редуцію та зображення геодезичних ліній на площині в проекції Гаусса.

Таблиця 6.1 – Приклад відомості приведених напрямків у триангуляції 1 розряду (схема показана на рис. 6.2)

| Назва напрямків | Вимірні напрямки M'_{ki} | r_{ik} | $M + \theta_i$ | $S_{км}$ | $M + \theta$ | c_{ki} | r_{ki} | $(c+r)_{ki}$ | $(c+r)_{ki} - (c+r)_{k0}$ | Приведені напрямки M_{ki} |
|---|----------------------------|----------|----------------|----------|--------------|----------|----------|--------------|---------------------------|-----------------------------|
| Гай | | | | | | | | | | |
| $l_1 = 8,0 \text{ см} \quad \theta_1 = 122^\circ 00' \text{ (до пункту Буг)} \quad l = 6,8 \text{ см} \quad \theta = 167^\circ 30' \text{ (до пункту Буг)}$ | | | | | | | | | | |
| Буг | 0°00'00" | +5" | 122°00' | 2,55 | 167°30' | +1" | +11" | +12" | 0" | 0°00'00" |
| 20 | 52 59 25 | +1 | 174 59 | 2,48 | 220 29 | -4 | +14 | +10 | -2 | 52 59 23 |
| 21 | 76 25 01 | -3 | 198 24 | 2,02 | 243 54 | -6 | +3 | -3 | -15 | 76 24 46 |
| Курган | 112 11 33 | -6 | 234 11 | 2,22 | 279 41 | -5 | +8 | +3 | -9 | 112 11 24 |
| 21 | | | | | | | | | | |
| $l_1 = 3,3 \text{ см} \quad \theta_1 = 96^\circ 30' \text{ (до пункту Гай)} \quad l = 0,0 \text{ см}$ | | | | | | | | | | |
| Гай | 0°00'00" | +5" | 96°30' | 2,01 | - | - | -3" | -3" | 0" | 0°00'00" |
| Буг | 60 09 41 | 0 | 156 39 | 2,85 | - | - | +4 | +4 | +7 | 60 09 48 |
| 20 | 104 40 11 | -2 | 201 00 | 1,02 | - | - | +16 | +16 | +19 | 104 40 30 |
| Курган | 279 27 54 | -1 | 15 58 | 1,32 | - | - | +9 | +9 | +12 | 279 28 06 |
| Буг | | | | | | | | | | |
| $l_1 = 16,0 \text{ см} \quad \theta_1 = 63^\circ 00' \text{ (до пункту Гай)} \quad l = 12,0 \text{ см} \quad \theta = 46^\circ 30' \text{ (до пункту Гай)}$ | | | | | | | | | | |
| Гай | 0°00'00" | +11" | 63° 00' | 2,55 | 46°30' | +7" | +5" | +12" | 0" | 0°00'00" |
| 20 | 298 00 13 | 0 | 1 00 | 2,24 | 344 30 | -3 | +9 | +6 | -6 | 298 00 07 |
| 21 | 316 34 44 | +4 | 19 34 | 2,85 | 3 04 | 0 | 0 | 0 | -12 | 316 34 32 |
| Курган | | | | | | | | | | |
| $l_1 = 8,8 \text{ см} \quad \theta_1 = 76^\circ 00' \text{ (до пункту Гай)} \quad l = 0,0 \text{ см}$ | | | | | | | | | | |
| Гай | 0°00'00" | +8" | 76°00' | 2,22 | - | - | -6" | -6" | 0" | 0°00'00" |
| 21 | 63 41 27 | +9 | 139 41 | 1,32 | - | - | +1 | +1 | +7 | 63 41 34 |
| 20 | | | | | | | | | | |
| $l_1 = 17,3 \text{ см} \quad \theta_1 = 79^\circ 00' \text{ (до пункту Гай)} \quad l = 0,0 \text{ см}$ | | | | | | | | | | |
| Гай | 0°00'00" | +14" | 79°00' | 2,48 | - | - | +1" | +1" | 0" | 0°00'00" |
| Буг | 65 00 42 | +9 | 144 00 | 2,24 | - | - | 0 | 0 | -1 | 65 00 41 |
| 21 | 308 05 55 | +16 | 27 06 | 1,02 | - | - | -2 | -2 | -3 | 308 05 52 |

Під час обчислення сумарних поправок $(c + r)_i$ слід пам'ятати, що поправки за центрування c беруть з обчислень на вихідному пункті, на якому виконувалися спостереження, а поправки за редукцію r_i – з обчислень на тому пункті, на який виконувалися спостереження.

Наведені напрямки виписують на схему мережі (див. рис. 6.2) та для кожного трикутника обчислюють значення вимірних кутів, як різниці відповідних напрямків, їх суму $\Sigma\beta$ та кутову нев'язку: $f_\beta = \Sigma\beta - 180^\circ$. Для триангуляції 1-го розряду гранична кутова нев'язка $f_{\beta_{сп}}$ у трикутнику 20".

Для оцінки точності кутових вимірювань у мережі триангуляції (у тому числі, 1 розряду) обчислюють середню квадратичну похибку m_β вимірювання горизонтального кута за формулою Ферреро (італійський геодезист, який її запропонував):

$$m_{\beta} = \pm \sqrt{\frac{[f_{\beta}^2]}{3n}}, \quad (6.4)$$

де $[f_{\beta}^2]$ – сума квадратів нев'язок трикутників;

n – кількість трикутників у мережі.

У приведеному на рис. 6.2 прикладі мережі триангуляції 1 розряду були отримані нев'язки в трикутниках: $f_{\beta(I)} = +6''$, $f_{\beta(II)} = +2''$, $f_{\beta(III)} = +3''$, $f_{\beta(IV)} = +1''$. Середня квадратична похибка вимірювання кутів у мережі

дорівнює: $m_{\beta} = \pm \sqrt{\frac{[f_{\beta}^2]}{3n}} = \pm \sqrt{\frac{50}{3 \cdot 4}} = \pm 2''$. Значення m_{β} не перевищує граничну

величину середньої квадратичної похибки вимірювання кута за нев'язками в трикутниках $m_{\beta_{\text{сп}}} = 5''$, тому якість кутових вимірювань відповідає вимогам для мереж триангуляції 1 розряду.

6.2 Попереднє опрацювання лінійних вимірів

При обробці журналів лінійних вимірів за відповідними формулами обчислюють довжини ліній (в залежності від способу їх вимірювання), знаходять горизонтальні прокладання цих ліній (див. розділ 4, пп. 4.3) і оцінюють точність лінійних вимірів (див. розділ 4, пп. 4.4).

В отримані горизонтальні прокладання ліній d уводять поправки за приведення до рівня моря Δd_H і за редукування лінії на площину проекції Гаусса-Крюгера Δd_G :

$$S = d + \Delta d_H + \Delta d_G, \quad (6.5)$$

де Δd_H та Δd_G – відповідно поправки за приведення до рівня моря та за редукування лінії на площину проекції Гаусса-Крюгера, які визначаються за формулами:

$$\Delta d_H = -\frac{H_{\text{сеп}}}{R_m} \cdot d, \quad (6.6)$$

та

$$\Delta d_G = -\frac{y_{\text{сеп}}^2}{2 \cdot R_m^2} \cdot d, \quad (6.7)$$

$H_{сер}$ – середня висота вимірюваної лінії над рівнем моря;

R_m – середній радіус кривини поверхні еліпсоїда, $R_m = 6371$ км;

$y_{сер}$ – середнє значення ординат кінців вимірюваної лінії.

При обчисленні поправок Δd_H і Δd_G величини $y_{сер}$ і $H_{сер}$ беруть з карти району робіт.

Величина поправки за перехід від виміряної відстані на площину в проекції Гаусса-Крюгера Δd_G залежить від місцезнаходження виміряної відстані відносно осьового меридіану. Чим більше ця відстань, тим більше значення вказаної поправки. Наприклад, при віддаленні виміряної лінії довжиною 500 м від осьового меридіану $y_{сер} = 250$ км, отримаємо:

$$\Delta d_G = -\frac{250^2}{2 \cdot 6371^2} \cdot 500 \text{ м} \approx -\frac{1}{1300} \cdot 500 \text{ м} \approx -0,385 \text{ м}.$$

Отже, указану вище поправку необхідно враховувати не тільки при обробці результатів геодезичних вимірів у мережах згущення 4 класу, 1 та 2 розрядів, а й при вирівнюванні планової знімальної основи (наприклад, теодолітних ходів) великомасштабних топографічних та кадастрових зніманих. Також, цю поправку необхідно враховувати при використанні великомасштабних планів масштабу 1:500 для переносу (виносу) в натуру проектів відводів меж земельних ділянок та інженерних споруд на забудованих територіях.

Знайдемо граничне віддалення пунктів геодезичних мереж згущення (ГМЗ) 4 класу, 1 та 2 розрядів від осьового меридіану, при якому можна знехтувати поправками за перехід на поверхню відносності і редукування на площину проекції Гаусса-Крюгера. Відповідно до діючих вимог, гранична відносна похибка для полігонометричних ходів 4 класу складає 1: 25 000. Тому, поправками за редукування можна знехтувати, якщо їх величина буде меншою за 1: 50 000 довжини лінії.

Згідно з рівнянь (6.6) та (6.7) маємо: $\frac{\Delta d_G}{d} = \frac{y_{сер}^2}{2R_m^2}$ та $\frac{1}{50000} = \frac{y_{сер}^2}{2R_m^2}$,

звідки: $y_{сер} = \frac{R_m}{158} = \frac{6371}{158} \approx 40$ км.

Таким чином, при віддаленні пунктів ГМЗ 4 класу, 1 та 2 розрядів від осьового меридіану не більш 40 км, можна не вводити поправки в виміряні довжини ліній за перехід на поверхню відносності і редукування на площину проекції Гаусса-Крюгера.

6.3 Обчислення робочих координат пунктів полігонометрії

У розімкненому полігонометричному ході кутову нев'язку f_β розраховують за однією з формул (2.6) або (2.7), які наведені у розділі 2 (див. пп. 2.3.1). Якщо f_β не перевищує граничної величини $f_{\beta, \text{гр}}$, визначеної за формулою (2.9), то її розподіляють порівно між усіма виміряними кутами:

$$\nu_\beta = -\frac{f_\beta}{n+1}, \quad (6.8)$$

де $n + 1$ – кількість кутів.

За виправленими за кутову нев'язку кутами послідовно обчислюють дирекційні кути всіх сторін полігонометричного ходу:

– для лівих за ходом кутів:

$$\alpha_{i+1} = \alpha_i \pm 180^\circ + \beta_{\text{Л}}, \quad (6.9)$$

– для правих за ходом кутів:

$$\alpha_{i+1} = \alpha_i \pm 180^\circ - \beta_{\text{П}}. \quad (6.10)$$

Розраховують прирости координат: $\Delta x_i = d_i \cos \alpha_i$ та $\Delta y_i = d_i \sin \alpha_i$. Визначають нев'язки f_x та f_y у приростах за рівняннями формули (2.13), які наведені у розділі 2 (див. пп. 2.3.3). Абсолютна лінійна нев'язка f_s ходу не повинна перевищувати граничну нев'язку $f_{s_{\text{гр}}}$, тобто: $f_s \leq f_{s_{\text{гр}}} = 2M$ (де M – середня квадратична похибка положення кінцевої точки ходу або полігона). Величина M розраховується залежно від форми полігонометричного ходу і методу вимірювання ліній за формулою (2.27) або (2.28), які наведені у розділі 2 (див. пп. 2.3.3). Відносна нев'язка не повинна перевищувати гранично допустимого значення для даного класу або розряду.

Для отримання робочих координат полігонометричного ходу виконують спрощене вирівнювання приростів координат пунктів ходу. Якщо лінії полігонометричного ходу вимірялись світловіддалемірами, то нев'язки f_x та f_y розподіляють порівно на всі прирости в ході

$$\nu_{x_i} = -\frac{f_x}{n} \quad \text{та} \quad \nu_{y_i} = -\frac{f_y}{n}. \quad (6.11)$$

У випадку вимірювання ліній ходу другими мірними приладами, нев'язки f_x та f_y розподіляють пропорційно довжинам сторін ходу:

$$v_{x_i} = -\frac{f_x}{[S]} \cdot S_i \quad \text{та} \quad v_{y_i} = -\frac{f_y}{[S]} \cdot S_i. \quad (6.12)$$

Виконують контроль: $[\Delta x_{\text{випр}}] = x_{\text{кін}} - x_{\text{поч}}$ та $[\Delta y_{\text{випр}}] = y_{\text{кін}} - y_{\text{поч}}$.

Координати точок ходу обчислюють у звичайному порядку за формулами прямої геодезичної задачі: $x_{i+1} = x_i + \Delta x_{\text{випр}}$ та $y_{i+1} = y_i + \Delta y_{\text{випр}}$.

У полігонометричних мережах робочі координати можна обчислити роздільними способами вирівнювання, які детально розглядаються далі в розділі 7 (див. пп. 7.6), а також в розділі 9 методичних вказівок до виконання практичних робіт [9].

6.4 Визначення поздовжнього та поперечного зсуву витягнутого ходу

Розглянемо витягнутий полігонометричний хід, прокладений між відомими точками A і B (див. рис. 6.3), де нев'язка в периметрі ходу f_S є наслідком сумарної дії лінійних (поздовжній зсув t) і кутових (поперечний зсув u) похибок і тому кінцева точка зайняла положення B' .

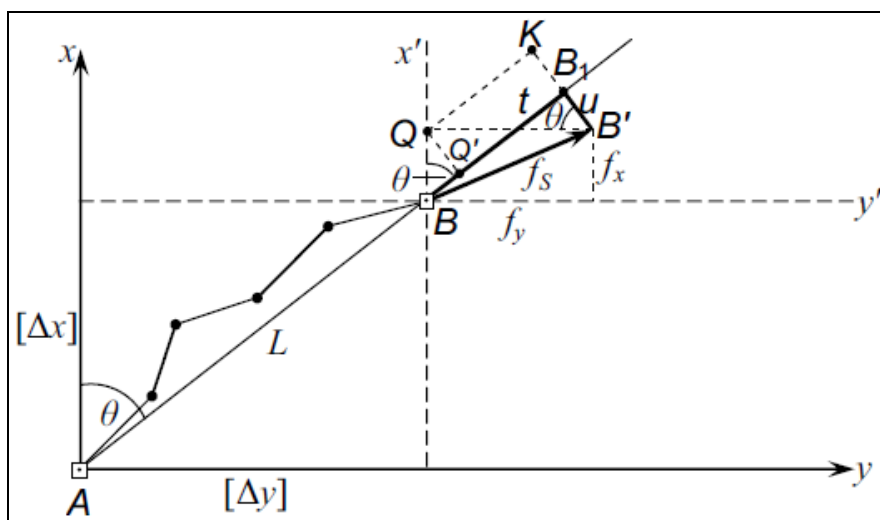


Рисунок 6.3 – Схема для виведення залежності між зсувами t та u і нев'язками f_x та f_y за відповідними осями координат (x і y) (пояснення позначень у тексті)

Значення нев'язок f_x і f_y (рис. 6.3) отримують при обчисленні приростів координат ходу, але для оцінки точності лінійних і кутових вимірів треба знати значення поздовжнього t та поперечного u зсувів.

Щоб знайти t та u за нев'язками f_x і f_y , виконують деякі побудови, які пояснені далі. Переносять початок умовної системи координат у точку B . Проеціюють точку B' на координатну вісь x' і на продовження замикаючої L та отримують точки Q та B_1 . Від точки Q опускають перпендикуляр на продовження замикаючої та отримують точку Q' . Відкладають від точки Q відрізок QB_1 паралельно замикаючої та отримують точку K . На рис. 6.3 видно, що: $t = BB_1 = BQ' + Q'B_1$ та $u = B'B_1 = B'K - KB_1$. З трикутника $BQ'Q$ можна знайти BQ' та QQ' , а з трикутника $QKB' - QK$ та KB' . Тоді:

$$\left. \begin{aligned} t &= f_x \cos\theta + f_y \sin\theta, \\ u &= f_y \cos\theta - f_x \sin\theta. \end{aligned} \right\} \quad (6.13)$$

З рис. 6.3 випливає, що:

$$\left. \begin{aligned} \cos\theta &= \frac{[\Delta x]}{L}, \\ \sin\theta &= \frac{[\Delta y]}{L}. \end{aligned} \right\} \quad (6.14)$$

Тоді з урахуванням (6.13) рівняння формули (6.14) набудуть вигляду:

$$\left. \begin{aligned} t &= \frac{f_x[\Delta x] + f_y[\Delta y]}{L}, \\ u &= \frac{f_y[\Delta x] - f_x[\Delta y]}{L}. \end{aligned} \right\} \quad (6.15)$$

Довжину L замикаючої ходу визначимо за формулою:

$$L = \sqrt{[\Delta x]^2 + [\Delta y]^2}. \quad (6.16)$$

Для відносних значень поздовжнього і поперечного зсуву матимемо:

$$\frac{t}{L} = \frac{f_x[\Delta x] + f_y[\Delta y]}{[\Delta x]^2 + [\Delta y]^2} \quad \text{та} \quad \frac{u}{L} = \frac{f_y[\Delta x] - f_x[\Delta y]}{[\Delta x]^2 + [\Delta y]^2}. \quad (6.17)$$

6.5 Оцінка точності кутових вимірювань у полігонометричному ході

Нехай маємо N полігонометричних ходів, кутові нев'язки яких f_{β_i} , а кількість кутів у ході $n_i + 1$ (де n_i – кількість ліній в ході). Будемо вважати, що всі кути містять переважно випадкові похибки, а систематичні похибки зведені до мінімуму. Позначивши сумарну випадкову похибку окремого кута в ході через m_{β} , можемо записати наступні формули:

$$f_{\beta_1} = m_{\beta_1} \cdot \sqrt{n_1 + 1}; \quad f_{\beta_2} = m_{\beta_2} \cdot \sqrt{n_2 + 1}; \quad f_{\beta_n} = m_{\beta_n} \cdot \sqrt{n_n + 1} \quad (6.18)$$

або

$$m_{\beta_1}^2 = \frac{f_{\beta_1}^2}{n_1 + 1}; \quad m_{\beta_2}^2 = \frac{f_{\beta_2}^2}{n_2 + 1}; \quad m_{\beta_n}^2 = \frac{f_{\beta_n}^2}{n_n + 1}. \quad (6.19)$$

Далі знайдемо середньо квадратичну похибку вимірювання кута m_{β} , вважаючи, що кути вимірювались рівноточно:

$$m_{\beta}^2 = \frac{m_{\beta_1}^2 + m_{\beta_2}^2 + \dots + m_{\beta_n}^2}{N}, \quad (6.20)$$

або

$$m_{\beta, I} = \sqrt{\frac{\left[\frac{f_{\beta}^2}{n + 1} \right]}{N}}. \quad (6.21)$$

Оцінку точності вимірювання кутів за результатами польових робіт можна виконати з використанням поперечних зсувів за формулами:

– якщо поперечний зсув u розрахований за виправленими за кутову нев'язку кутами:

$$m_{\beta, II} = \sqrt{\frac{c \cdot \left[\left(\frac{u}{L} \right) \right]}{N}}, \quad (6.22)$$

– якщо поперечний зсув u' розрахований за не виправленими за кутову нев'язку кутами:

$$m_{\beta, III} = \sqrt{\frac{c' \cdot \left[\left(\frac{u'}{L} \right) \right]}{N}}. \quad (6.23)$$

де c – довільний коефіцієнт пропорційності, який залежить від кількості ліній в ході:

$$c = \frac{12}{n+3} \quad \text{та} \quad c' = \frac{3}{n+1,5}. \quad (6.24)$$

6.6 Оцінка точності лінійних вимірювань у полігонометричному ході

Припустимо, що під час польових робіт створена мережа із N витягнутих полігонометричних ходів з довжинами L_1, L_2, \dots, L_N замикаючих і поздовжніми нев'язками t_1, t_2, \dots, t_N .

Враховуючи, що на поздовжні нев'язки t_i впливають тільки випадкові похибки, можна записати:

$$\mu = \sqrt{\frac{[p_i \cdot t_i^2]}{N}}, \quad (6.25)$$

де μ – середня квадратична похибка одиниці ваги;

p_i – вага окремого ходу.

Тоді вагу окремого ходу p_i можна обчислити за формулою:

$$p_i = \frac{\mu^2}{t_i^2}. \quad (6.26)$$

Якщо прийняти у формулі (6.26) $t_i^2 = [m_S^2]_i$, то далі будемо мати:

$$p_i = \frac{\mu^2}{[m_S^2]_i}, \quad (6.27)$$

де m_{S_i} – середня квадратична похибка вимірювання довжини окремої лінії полігонометричного ходу.

Для ходу з n рівними сторонами, коли $m_{S_1} = m_{S_2} = \dots = m_{S_n} = m_S$, на підставі формули (2.34), яка наведена у розділі 2 (див. пп. 2.3.5), маємо:

$$[m_S^2]_i = n_i \cdot m_S^2. \quad (6.28)$$

З урахуванням формули (6.28) формула (6.27) набуде такого вигляду:

$$p_i = \frac{\mu^2}{n_i \cdot m_S^2}, \quad (6.29)$$

звідки маємо:

$$\mu = m_S \cdot \sqrt{n_i \cdot p_i}. \quad (6.30)$$

Прирівнюючи праві частини формул (6.25) та (6.30) і розв'язуючи отримане рівняння відносно невідомого m_S , отримаємо:

$$m_S = \sqrt{\frac{\left[\frac{t^2}{n} \right]}{N}}. \quad (6.31)$$

Питання для самоперевірки до теми № 6

1. Що включає до себе попередня обробка польових спостережень у триангуляції та за якою формулою оцінюють якість кутових вимірювань у мережі триангуляції?
2. Які поправки треба ввести у виміряні напрямки, щоб привести їх до центрів пунктів та редукувати на площину в проекції Гаусса?
3. Які поправки треба ввести в горизонтальні прокладання вимірних ліній, щоб редукувати їх на площину в проекції Гаусса-Крюгера та привести до рівня моря?
4. Що входить до складу попередньої обробки полігонометричного ходу та для чого потрібні величини поздовжнього t і поперечного u зсувів?
5. Яким чином оцінюють точність кутових і лінійних вимірювань у полігонометричному ході?

7 ВИРІВНЮВАННЯ ГЕОДЕЗИЧНИХ МЕРЕЖ ЗГУЩЕННЯ

Умовою, що дозволяє поставити задачу вирівнювання, є наявність надмірно вимірних величин, а причиною виникнення цієї задачі – наявність похибок результатів вимірювань.

Надмірні вимірювання виконуються для контролю польових спостережень та підвищення точності визначення елементів мережі. Крім того, наявність надмірних вимірювань дозволяє потім здійснити оцінку точності визначення елементів мережі.

Відомо, що результати вимірювань містять неминучі похибки, тому вони не можуть задовольняти рівнянням, які виражають геометричні умови. Під час вирівнювання усуваються незгоди (нев'язки), що виникають у геометричних умовах, шляхом введення у результати безпосередніх вимірювань поправок v , які визначаються за *способом найменших квадратів*:

$$[p_i v^2] = \min, \quad (7.1)$$

де $[p_i v^2] = p_1 v_1^2 + p_2 v_2^2 + \dots + p_n v_n^2$;

p_i – вага i -го виміру;

Введення у результати безпосередніх вимірювань поправок v , підвищує точність вирівнювальних величин (напрямків, кутів, довжин ліній).

Існує два методи *строого* вирівнювання геодезичних ходів і мереж за додатковою умовою (7.1): *корелатний* та *параметричний*. У корелатному методі знаходять поправки до вимірних величин, а в параметричному – до їх функцій. Практичне застосування цих методів у геодезії, перш за все у полігонометрії, буде пояснено далі.

Геодезичні мережі згущення, що створені на незначних площах (сільські населені пункти, робітничі селища і т. п.), допускається вирівнювати спрощеними способами. Використання сучасних цифрових геодезичних приладів дозволяє суттєво підвищити точність вимірювань та зменшити величини невіязок.

7.1 Виведення трьох умовних рівнянь, що виникають у полігонометричному ході

Як вже відзначалося раніше, вирівнювання починають з підрахунку числа умов у полігонометричному ході r , за формулою:

$$r = n' - k, \quad (7.2)$$

де n' – число всіх вимірів;

k – число невідомих (кількість необхідних вимірів).

У полігонометричному ході, який був прокладений між пунктами з відомими координатами та двома вихідними дирекційними кутами α_n, α_k , для визначення координат точок 2, 3, ..., n достатньо виміряти $(n + 1)$ кутів і n сторін, таким чином: $n' = 2n + 1$.

Число невідомих координат k дорівнює числу всіх точок ходу без двох твердих (з відомими координатами) помноженому на два (кожний пункт має абсцису x і ординату y): $k = (n + 1 - 2) \cdot 2 = 2n - 2$.

Тоді, згідно (7.2), маємо: $r = 2n + 1 - 2n + 2 = 3$.

Отже, число умов у полігонометричному ході завжди дорівнює $k = 3$ і не залежить від кількості пунктів.

Сторона S_i і кути β_n, β_{n+1} є надлишковими, у результаті маємо три умовних рівняння: дирекційних кутів, абсцис і ординат.

Умовне рівняння дирекційних кутів виражає залежність між відомими дирекційними кутами вихідних сторін α_n, α_k і кутами повороту β . Для виміряних лівих кутів маємо:

$$\alpha_k = \alpha_n + [\beta] - (n + 1) - 180^\circ \quad (7.3)$$

або

$$[\beta] - (n + 1) - 180^\circ + \alpha_n - \alpha_k = 0. \quad (7.4)$$

Підставимо у формулу (7.4) виміряні кути і поправки до них, тоді:

$$[\beta_{вим}] - (n + 1) - 180^\circ + \alpha_n - \alpha_k = f_\beta, \quad (7.5)$$

$$[\beta_{вим} + \nu_\beta] - (n + 1) - 180^\circ + \alpha_n - \alpha_k = 0. \quad (7.6)$$

Віднімемо від рівняння (7.6) відповідні члени рівняння (7.5) та отримаємо умовне рівняння поправок дирекційних кутів:

$$[\nu_\beta] + f_\beta = 0. \quad (7.7)$$

Для визначення двох умовних рівнянь координат (абсцис і ординат) розглянемо умову зв'язку приростів координат з вихідними координатами початкового і кінцевого пунктів ходу:

$$x_n + [\Delta x] - x_k = 0 \quad \text{та} \quad y_n + [\Delta y] - y_k = 0. \quad (7.8)$$

Якщо Δx і Δy розрахувати за вимірними кутами, то матимемо:

$$x_n + [\Delta x_i + v_{\Delta x_i}] - x_k = 0 \quad \text{та} \quad y_n + [\Delta y_i + v_{\Delta y_i}] - y_k = 0. \quad (7.9)$$

Враховуючи, що: $x_n + [\Delta x_i] - x_k = f_x$ та $y_n + [\Delta y_i] - y_k = f_y$, можна записати:

$$[v_{\Delta x}] + f_x = 0 \quad \text{та} \quad [v_{\Delta y}] + f_y = 0. \quad (7.10)$$

Рівняння (7.10) – це початкові умовні рівняння поправок координат, але в них $v_{\Delta x}$ і $v_{\Delta y}$ – це поправки до залежних величин, що обчислювались за вимірними кутами і лініями. Тому рівняння (7.10) треба перетворити так, щоб замість поправок $v_{\Delta x}$ і $v_{\Delta y}$ у них були використані поправки до вимірних кутів v_β і ліній v_S .

Як відомо, прирости абсцис і ординат обчислюють за формулами:

$$\left. \begin{aligned} \Delta x &= S \cdot \cos \alpha; \\ \Delta y &= S \cdot \sin \alpha. \end{aligned} \right\} \quad (7.11)$$

Продиференціюємо ці формули за перемінними Δx , Δy , S , α та замінімо в них диференціали поправками $v_{\Delta x}$, $v_{\Delta y}$, v_S і v_α :

$$\left. \begin{aligned} v_{\Delta x} &= \cos \alpha v_S - S \sin \alpha \frac{v_\alpha}{\rho}; \\ v_{\Delta y} &= \sin \alpha v_S + S \cos \alpha \frac{v_\alpha}{\rho}. \end{aligned} \right\} \quad (7.12)$$

Значення $v_{\Delta x}$ та $v_{\Delta y}$ з рівнянь (7.12) підставимо в початкові рівняння (7.10) і, враховуючи (7.11), отримаємо:

$$\left. \begin{aligned} [\cos \alpha v_S] - \frac{1}{\rho} [\Delta y v_\alpha] + f_x &= 0; \\ [\sin \alpha v_S] + \frac{1}{\rho} [\Delta x v_\alpha] + f_y &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (7.13)$$

Перейдемо від поправок у дирекційні кути ν_{α_i} до поправок у виміряні кути ν_{β_i} . Для цього скористаємося залежністю (7.3) між дирекційними кутами та кутами повороту. Диференціюючи залежність (7.3) за змінними кутами, отримаємо:

$$\nu_{\alpha_i} = [\nu_{\beta_i}]. \quad (7.14)$$

Підставимо значення ν_{α_i} з (7.14) у рівняння (7.13) та отримаємо:

$$\left. \begin{aligned} [\cos \alpha \nu_S] - \frac{1}{\rho} [(y_{n+1} - y) \nu_{\beta}] + f_x &= 0; \\ [\sin \alpha \nu_S] + \frac{1}{\rho} [(x_{n+1} - x) \nu_{\beta}] + f_y &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (7.15)$$

Рівняння (7.15) називають *умовними рівняннями поправок координат*.

7.2 Вирівнювання довільного полігонометричного ходу корелатним способом

Нижче розглянуто послідовність і суть корелатного способу. Нехай для довільного полігонометричного ходу маємо, з урахуванням (7.7) і (7.15), *систему умовних рівнянь*:

$$\left. \begin{aligned} \text{I. } [\nu_{\beta}] + f_{\beta} &= 0; \\ \text{II. } [\cos \alpha \nu_S] - \frac{1}{\rho} [(y_{n+1} - y) \nu_{\beta}] + f_x &= 0; \\ \text{III. } [\sin \alpha \nu_S] + \frac{1}{\rho} [(x_{n+1} - x) \nu_{\beta}] + f_y &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (7.16)$$

Будемо одночасно розв'язувати ці рівняння під додатковою умовою

$$[p_{\beta} \nu_{\beta}^2] + [p_S \nu_S^2] = \min. \quad (7.17)$$

де p_{β} і p_S – ваги вимірювання відповідно кутів і ліній.

Як відомо, ваги вимірювання – це величини, обернено пропорційні квадратам квадратичних похибок. Враховуючи це для ліній, виміряних мірними дротами, коли коефіцієнт c дорівнює μ^2 , отримаємо:

$$p_{\beta_i} = \frac{c}{m_{\beta_i}^2} = \frac{\mu^2}{m_{\beta_i}^2} = P = \text{const}, \quad (7.18)$$

$$p_{S_i} = \frac{c}{m_{S_i}^2} = \frac{\mu^2}{\mu^2 S_i} = \frac{1}{S_i}. \quad (7.19)$$

де m_{β_i} – середня квадратична похибка виміру кута;

m_{S_i} – середня квадратична похибка виміру лінії;

c – довільний коефіцієнт пропорційності.

Одже, у траверсній полігонометрії ваги виміру ліній – змінні величини й обернено пропорційні довжинам ліній, а кути мають однакові ваги, оскільки вимірюються приладами однієї точності та за однаковою програмою вимірів.

Якщо лінії вимірюють топографічними світловіддалемірами (СТ5 тощо), то коефіцієнт c дорівнює m_{β}^2 і тоді маємо:

$$p_{\beta_i} = 1, \quad (7.20)$$

$$p_{S_i} = \frac{m_{\beta_i}^2}{m_{S_i}^2}. \quad (7.21)$$

За правилами метода найменших квадратів $[p v^2] = \min$, якщо є три умовних рівняння виду:

$$[a v] + W_1 = 0, \quad [b v] + W_2 = 0, \quad [c v] + W_3 = 0. \quad (7.22)$$

то у загальному вигляді нормальні рівняння корелат записуються так:

$$\left. \begin{aligned} \left[\frac{aa}{\rho} \right] k_1 + \left[\frac{ab}{\rho} \right] k_2 + \left[\frac{ac}{\rho} \right] k_3 + f_{\beta} &= 0; \\ \left[\frac{ab}{\rho} \right] k_1 + \left[\frac{bb}{\rho} \right] k_2 + \left[\frac{bc}{\rho} \right] k_3 + f_x &= 0; \\ \left[\frac{ac}{\rho} \right] k_1 + \left[\frac{bc}{\rho} \right] k_2 + \left[\frac{cac}{\rho} \right] k_3 + f_y &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (7.23)$$

У полігонометричному ході умовні рівняння (7.16) під додатковою умовою (7.17) мають бути подані у вигляді:

$$\left. \begin{aligned} [a_{\beta}v_{\beta}] + [a_S v_S] + f_{\beta} &= 0; \\ [b_{\beta}v_{\beta}] + [b_S v_S] + f_x &= 0; \\ [c_{\beta}v_{\beta}] + [c_S v_S] + f_y &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (7.24)$$

Тоді нормальні рівняння корелат для цього ходу матимуть вигляд:

$$\left. \begin{aligned} [qaa]k_1 + [qab]k_2 + [qac]k_3 + f_{\beta} &= 0; \\ [qab]k_1 + [qbb]k_2 + [qbc]k_3 + f_x &= 0; \\ [qac]k_1 + [qbc]k_2 + [qcc]k_3 + f_y &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (7.25)$$

де k_1, k_2, k_3 – корелати (проміжні невідомі, знайшовши які, у подальшому можна буде обчислити шукані поправки у кути v_{β} і у лінії v_S);

a_i, b_i, c_i – коефіцієнти при невідомих поправках у кути ($a_{\beta}, b_{\beta}, c_{\beta}$) та лінії (a_S, b_S, c_S) в умовних рівняннях системи (7.24);

q – зворотна вага, $q = 1/p$.

Складемо таблицю коефіцієнтів у відповідності з рівняннями (7.16) окремо для поправок у кути та в лінії.

Таблиця 7.1 – Коефіцієнти умовних рівнянь

| Номера рівнянь у системі рівнянь (7.16) | Коефіцієнти умовних рівнянь: | |
|---|--|---|
| | для поправок у кути | для поправок у лінії |
| I | $a_1 = a_2 = \dots = a_{n+1} = 1$ | $a_1 = a_2 = \dots = a_n = 0$ |
| II | $b_i = -\frac{1}{\rho}(y_{n+1} - y)$ ($i = 1, 2, \dots, n+1$) | $b_i = \cos \alpha_i$ ($i = 1, 2, \dots, n$) |
| III | $c_i = \frac{1}{\rho}(x_{n+1} - x)$ ($i = 1, 2, \dots, n+1$) | $c_i = \sin \alpha_i$ ($i = 1, 2, \dots, n$) |

Розглянемо, як змінюються нормальні рівняння корелат (7.25), якщо замість коефіцієнтів a_i, b_i, c_i підставити їх фактичні значення:

$$\left. \begin{aligned} q_\beta(n+1)k_1 - \frac{q_\beta}{\rho}[(y_{n+1} - y)]k_2 + \frac{q_\beta}{\rho}[(x_{n+1} - x)]k_3 + f_\beta &= 0; \\ -\frac{q_\beta}{\rho}[(y_{n+1} - y)]k_1 + \left\{ \frac{q_\beta}{\rho^2}[(y_{n+1} - y)^2] + [q_S \cos^2 \alpha] \right\} k_2 - \\ - \left\{ \frac{q_\beta}{\rho^2}[(y_{n+1} - y)(x_{n+1} - x)] + [q_S \cos \alpha \sin \alpha] \right\} k_3 + f'_x &= 0; \\ \frac{q_\beta}{\rho}[(x_{n+1} - x)]k_1 - \left\{ \frac{q_\beta}{\rho^2}[(y_{n+1} - y)(x_{n+1} - x)] + [q_S \cos \alpha \sin \alpha] \right\} k_2 + \\ + \left\{ \frac{q_\beta}{\rho^2}[(x_{n+1} - x)^2] + [q_S \sin^2 \alpha] \right\} k_3 + f'_y &= 0. \end{aligned} \right\} (7.26)$$

Розв'язання нормальних рівнянь дає відповідні значення трьох корелат. Загальна формула переходу від корелат до шуканих поправок в трьох умовних рівняннях має вигляд:

$$v_i = q(a_i k_1 + b_i k_2 + c_i k_3). \quad (7.27)$$

Поправки в кути і лінії знаходять за формулами:

$$v_{\beta_i} = q_\beta \left\{ k_1 - \frac{1}{\rho}(y_{n+1} - y)k_2 + \frac{1}{\rho}(x_{n+1} - x)k_3 \right\}; \quad (7.28)$$

$$v_{S_i} = q_{S_i} (\cos \alpha_i k_2 + \sin \alpha_i k_3). \quad (7.29)$$

Поправки в дирекційні кути обчислюють за формулою:

$$v_{\alpha_i} = [v_\beta] \quad (7.30)$$

Виправивши за допомогою поправок v_β, v_α, v_S відповідно виміряні кути β_i , дирекційні кути α_i та лінії S_i задовільняють всі геометричні умови, що виникають у полігонометричному ході. Тому далі обчислюють вирівняні прирости координат і знаходять найімовірніші координати пунктів ходу.

7.3 Вирівнювання довільного полігонометричного ходу двохгруповим способом

Раніше (див. пп. 7.2) пояснено як отримано систему умовних рівнянь (7.14). Для зменшення об'єму розрахунків доцільно застосовувати для розв'язання цієї системи двохгруповий спосіб: у першій групі буде умовне рівняння дирекційних кутів, а у другій – абсцис і ординат.

У подальшому вирівнюванні буде очевидно, що вигідно перенести початок координат у *центр ваги* ходу з координатами:

$$x_{\text{ц}} = \frac{[x_i]}{n+1} \quad \text{та} \quad y_{\text{ц}} = \frac{[y_i]}{n+1}. \quad (7.31)$$

Після перенесення початку координат у центр ваги ходу нові координати пункту i позначимо ξ_i, η_i (рис. 7.1). Ці координати називають *центральною*. Зв'язок центральних координат з координатами x і y , як видно з рис. 7.1, здійснюється за формулами:

$$\left. \begin{aligned} \xi_i &= x_i - x_{\text{ц}}, \\ \eta_i &= y_i - y_{\text{ц}}. \end{aligned} \right\} \quad (7.32)$$

Суми центральних координат складуть:

$$[\xi_i] = 0, \quad [\eta_i] = 0. \quad (7.33)$$

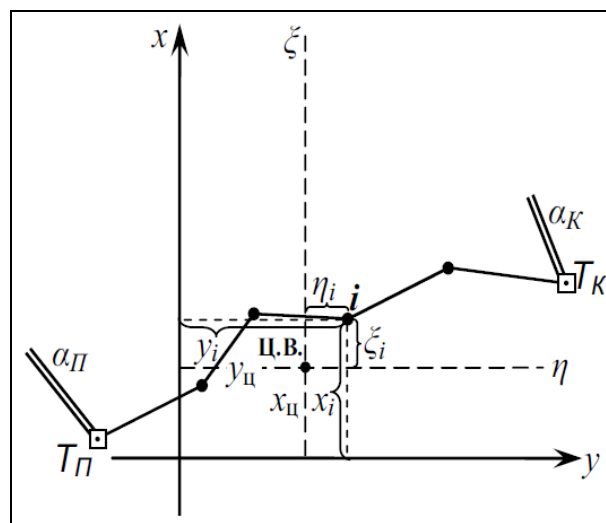


Рисунок 7.1 – Зв'язок центральних координат з координатами точок ходу (пояснення позначень у тексті)

Під час паралельного перенесення координат будуть виконуватися рівності:

$$\left. \begin{aligned} (x_{n+1} - x_i) &= (\xi_{n+1} - \xi_i), \\ (y_{n+1} - y_i) &= (\eta_{n+1} - \eta_i). \end{aligned} \right\} \quad (7.34)$$

Розв'яжемо систему рівнянь (7.16) двохгруповим способом. У першу групу відокремимо умовне рівняння дирекційних кутів (I), а в другу – абсцис і ординат (II і III).

Розв'язавши умовне рівняння першої групи – рівняння дирекційних кутів (I), знайдемо *первинні поправки* ν_{β}' у кути. Враховуючи, що в умовному рівнянні системи (7.16) коефіцієнти $a_1 = a_2 = \dots = a_{n+1} = 1$, то отримаємо нормальне рівняння (7.35):

$$q_{\beta}(n + 1)k_1 + f_{\beta} = 0, \quad (7.35)$$

звідки

$$k_1 = -\frac{f_{\beta}}{(n + 1)q_{\beta}}. \quad (7.36)$$

Корелатне рівняння поправок у загальному вигляді можна записати наступним чином:

$$\nu_{\beta_i}' = q_{\beta}a_1k_1. \quad (7.37)$$

Якщо в (7.37) замість k_1 підставити його вираз з (7.36) та прийняти значення коефіцієнта $a_1 = 1$, то отримаємо первинні поправки:

$$\nu_{\beta_1}' = \nu_{\beta_2}' = \dots = \nu_{\beta_{n+1}}' = k_1 = -\frac{f_{\beta}}{n + 1}, \quad (7.38)$$

Таким чином, первинні поправки ν_{β}' у виміряні кути визначають шляхом розподілення нев'язки f_{β} у кожний кут.

Вся поправка в кут ν_{β} складається з первинної ν_{β}' і вторинної ν_{β}'' поправок:

$$\nu_{\beta_1} = \nu_{\beta}' + \nu_{\beta}''. \quad (7.39)$$

Згідно з формулою (7.38) маємо:

$$[\dot{v}_\beta] = -f_\beta \quad \text{та} \quad [v_\beta''] = 0. \quad (7.40)$$

За виправленими за первинну поправку кутами знаходять нев'язки умовних рівнянь другої групи f_x' і f_y' . Для визначення вторинних поправок коефіцієнти другої групи перетворюють наступним чином:

$$\begin{aligned} b' &= b - \frac{[b]}{n+1} = -\frac{1}{\rho} \left[(y_{n+1} - y_i) - \frac{[(y_{n+1} - y_i)]}{n+1} \right] = \frac{1}{\rho} \left(y_i - \frac{[y_i]}{n+1} \right) = \frac{1}{\rho} (y_i - y_{\text{ц}}); \\ c' &= c - \frac{[c]}{n+1} = \frac{1}{\rho} \left[(x_{n+1} - x_i) - \frac{[(x_{n+1} - x_i)]}{n+1} \right] = -\frac{1}{\rho} \left(x_i - \frac{[x_i]}{n+1} \right) = -\frac{1}{\rho} (x_i - x_{\text{ц}}). \end{aligned} \quad (7.41)$$

де $x_{\text{ц}}$ та $y_{\text{ц}}$ – центральні координати, які дорівнюють: $x_{\text{ц}} = \frac{[x_i]}{n+1}$ та $y_{\text{ц}} = \frac{[y_i]}{n+1}$.

З урахуванням формули (7.32) коефіцієнти умовних рівнянь координат до поправок у кути будуть дорівнювати:

$$b'_i = \frac{1}{\rho} \eta_i \quad \text{та} \quad c'_i = -\frac{1}{\rho} \xi_i. \quad (7.42)$$

Коефіцієнти до поправок у лінії під час перетворення не зміняться. Враховуючі це, умовні рівняння (II та III) другої групи системи рівнянь (7.16) отримають наступний кінцевий вигляд:

$$\left. \begin{aligned} \text{II.} \quad & [\cos \alpha v_s] + \frac{1}{\rho} [\eta v_\beta''] + f_x = 0; \\ \text{III.} \quad & [\sin \alpha v_s] + \frac{1}{\rho} [\xi v_\beta''] + f_y = 0, \end{aligned} \right\} \quad (7.43)$$

де f_x, f_y – нев'язки в приростах координат, які отримані після введення у виміряні кути наступних первинних поправок:

$$\left. \begin{aligned} f_x' + \frac{f_\beta}{\rho} \cdot \eta_{n+1} &= f_x; \\ f_y' - \frac{f_\beta}{\rho} \cdot \xi_{n+1} &= f_y. \end{aligned} \right\} \quad (7.44)$$

Системи умовних рівнянь (7.41) і (7.43) розв'язуються за додатковою

умовою (7.17).

Трьом умовним рівнянням відповідає три нормальних рівняння корелат системи рівнянь (7.25) з трьома невідомими. Якщо у рівняння (7.25) замість коефіцієнтів a_i, b_i, c_i підставити їхні фактичні значення (для кутів:

$[qab] = \frac{q_\beta}{\rho} [\eta] = 0$ та $[qac] = -\frac{q_\beta}{\rho} [\xi] = 0$; для ліній: $[qab] = 0$ та $[qac] = 0$), то рівняння системи (7.25) набудуть наступного скороченого вигляду:

$$\left. \begin{aligned} [qaa]k_1 &= 0; \\ [qbb]k_2 + [qbc]k_3 + f_x &= 0; \\ [qbc]k_2 + [qcc]k_3 + f_y &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (7.45)$$

У першому рівнянні системи (7.45) $k_1 = 0$, тому що сума $[qaa] \neq 0$.

Таким чином, завдяки тому, що $[\xi_i] = 0$ та $[\eta_i] = 0$, у системі (7.45) залишаються тільки два рівняння, які необхідно розв'язувати одночасно. Для цього введемо наступні позначення:

$$\left. \begin{aligned} [qbb] &= \frac{q_\beta}{\rho^2} [\eta^2] + [q_s \cos^2 \alpha] = A; \\ [qbc] &= -\frac{q_\beta}{\rho^2} [\eta\xi] + [q_s \cos \alpha \sin \alpha] = C; \\ [qcc] &= \frac{q_\beta}{\rho^2} [\xi^2] + [q_s \sin^2 \alpha] = B. \end{aligned} \right\} \quad (7.46)$$

З урахуванням (7.46) друге та третє рівняння системи (7.25) набудуть наступного вигляду:

$$\left. \begin{aligned} Ak_2 + Ck_3 + f_x &= 0; \\ Ck_2 + Bk_3 + f_y &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (7.47)$$

Розв'яжемо рівняння системи (7.47) відносно коефіцієнтів k_2 та k_3 :

$$k_2 = \frac{Cf_y - Bf_x}{AB - C^2} \quad \text{та} \quad k_3 = \frac{Cf_x - Af_y}{AB - C^2}. \quad (7.48)$$

Поправки в кути і лінії знайдуться за формулами:

$$v''_{\beta_i} = \frac{q_{\beta}}{\rho} \cdot (\eta_i k_2 + \xi_i k_3); \quad (7.49)$$

$$v_{s_i} = q_{s_i} \cdot (\cos \alpha_i k_2 + \sin \alpha_i k_3). \quad (7.50)$$

Виправивши виміряні кути вторинними поправками v''_{β} , а лінії – поправками v_s , задовольнимо всі геометричні умови, що виникають у полігонометричному ході. Після цього обчислюють вирівняні прирости координат, а потім знаходять найімовірніші координати пунктів ходу.

7.4 Оцінка точності кутів та ліній полігонометричного ходу в двогруповому способі вирівнювання

У полігонометричному ході можна оцінити будь-який вирівняний кут, дирекційний кут, лінію, абсцису й ординату пункту (як правило, в найбільш слабкому місці – в середині хода).

Середня квадратична похибка одиниці ваги μ при вирівнюванні двогруповим способом дорівнює:

$$\mu = \sqrt{\frac{[p v v]}{r}} = \sqrt{\frac{[p_{\beta} v_{\beta}'^2] + [p_{\beta} v_{\beta}''^2] + [p_s v_s^2]}{3}}. \quad (7.51)$$

Середня квадратична похибка функції вирівняних елементів M_F визначається за формулою:

$$M_F = \mu \sqrt{\frac{1}{P_F}}, \quad (7.52)$$

де $1/P_F$ – зворотна вага функції вирівняних елементів F .

Зворотна вага $1/P_F$ функції вирівняних елементів F дорівнює:

$$\frac{1}{P_F} = [qFF] - p_{\beta} \cdot \frac{[qaF]^2}{n+1} - \frac{[qb'F]^2}{A} - \frac{\left\{ [qc'F] - \frac{C}{A} \cdot [qb'F] \right\}^2}{B - \frac{C^2}{A}}, \quad (7.53)$$

де F – приватні похідні функції F по вимірним кутам і лініям;

a – коефіцієнт першого умовного рівняння ($a = 1$);
 b', c' – перетворені коефіцієнти умовних рівнянь другої групи;
 A, B, C – коефіцієнти нормальних рівнянь другої групи;
 q – зворотна вага.

Значення $[qFF]$, $[qaF]$, $[qb'F]$ та $[qc'F]$ з формули (7.53) приведені нижче у табл. 7.2.

Таблиця 7.2 – Значення $[qFF]$, $[qaF]$, $[qb'F]$ та $[qc'F]$ з формули (7.53)

| Елемент | Вимірний кут, β_i | Дирекційний кут, α_i | Сторона, S_i | Абсциса, x_i | Ордината, y_i |
|----------|-------------------------------|----------------------------------|-------------------------------|---|--|
| $[qFF]$ | q_β | $i \cdot q_\beta$ | q_s | $\frac{q_\beta}{\rho^2} [(y_{i-1} - y)^2]' + [q_s \cos^2 \alpha]'$ | $\frac{q_\beta}{\rho^2} [(x_{i-1} - x)^2]' + [q_s \sin^2 \alpha]'$ |
| $[qaF]$ | q_β | $i \cdot q_\beta$ | 0 | $\frac{q_\beta}{\rho^2} [(y_{i+1} - y)^2]'_i$ | $\frac{q_\beta}{\rho^2} [(x_{i+1} - x)^2]'_i$ |
| $[qb'F]$ | $\frac{q_\beta}{\rho} \eta_i$ | $\frac{q_\beta}{\rho} [\eta]_i'$ | $q_{s_i} \cdot \cos \alpha_i$ | $-\frac{q_\beta}{\rho^2} [(y_{i+1} - y)\eta]_i' + [q_s \cos^2 \alpha]'$ | $\frac{q_\beta}{\rho^2} [(x_{i+1} - x)\eta]_i' + [q_s \sin \alpha \cos \alpha]_i'$ |
| $[qc'F]$ | $-\frac{q_\beta}{\rho} \xi_i$ | $\frac{q_\beta}{\rho} [\xi]_i'$ | $q_{s_i} \cdot \sin \alpha_i$ | $\frac{q_\beta}{\rho^2} [(y_{i+1} - y)\xi]_i' + [q_s \sin \alpha \cos \alpha]_i'$ | $-\frac{q_\beta}{\rho^2} [(x_{i+1} - x)\xi]_i' + [q_s \sin^2 \alpha]'$ |

7.5 Суть параметричного способу вирівнювання полігонометричного ходу

У параметричному способі вирівнювання полігонометричного ходу кожний невідомий параметр представляють у вигляді двох складових: наближеного значення та поправки до нього. Для невідомих координат x_i та y_i пункту полігонометричного ходу це буде так:

$$\left. \begin{aligned} x_i &= x_{0,i} + \delta x_i, \\ y_i &= y_{0,i} + \delta y_i. \end{aligned} \right\} \quad (7.54)$$

Оскільки в полігонометричному ході вимірюють кути повороту і лінії, то параметричні рівняння поправок складаються для двох груп: для всіх вимірних кутів і для всіх вимірних ліній.

Рівняння поправок для кутів. Будь-якій кут у полігонометричному

ході можна виразити як різницю дирекційних кутів його сторін

$$\beta_j = \alpha_{jk} - \alpha_{ji}. \quad (7.55)$$

За аналогією з виводом рівнянь поправок у багаторазових засічках та використовуючи диференційну формулу (5.6) дирекційного кута (див. пп. 5.2 розділу 5) отримаємо з рівняння (7.55) рівняння поправок для кута:

$$\begin{aligned} v_{\beta_j} = & \left\{ \frac{(a)_{jk}}{S_{jk}} - \frac{(a)_{ji}}{S_{ji}} \right\} \delta x_j - \left\{ \frac{(b)_{jk}}{S_{jk}} - \frac{(b)_{ji}}{S_{ji}} \right\} \delta y_i + \frac{(a)_{jk}}{S_{jk}} \delta x_k + \\ & + \frac{(b)_{jk}}{S_{jk}} \delta y_k - \frac{(a)_{ji}}{S_{ji}} \delta x_k - \frac{(b)_{ji}}{S_{ji}} \delta y_k + l_{\beta_j}. \end{aligned} \quad (7.56)$$

У рівнянні (7.56) величини (a) і (b) розраховують за формулами системи рівнянь (5.5), які наведені у пп. 5.2 розділу 5, а вільний член l_{β_j} визначають за наступною формулою:

$$l_{\beta_j} = (\alpha_{0,jk} - \alpha_{0,ji}) - \beta'_j. \quad (7.57)$$

де α_0 – наближені дирекційні кути напрямків, які отримані з рішення обернених геодезичних задач за наближеними координатами;

β'_j – вимірний кут.

Рівняння поправок для довжин ліній. Рівняння зв'язку, наприклад для ліній S_{ij} (рис. 7.2), має вигляд:

$$S_{ij}^2 = (x_j - x_i)^2 + (y_j - y_i)^2. \quad (7.58)$$

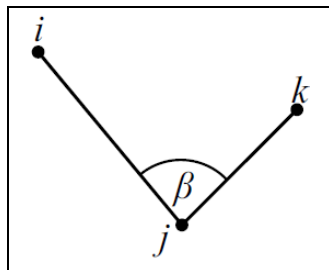


Рисунок 7.2 – Схема до виведення рівняння поправок для довжин ліній (пояснення позначень у тексті)

7.6 Роздільне вирівнювання мережі полігонометричних ходів з одним та з декількома вузловими пунктами способом послідовних наближень

Роздільне вирівнювання мережі полігонометричних ходів з одним вузловим пунктом детально розглядається в практичній роботі № 9 навчальної дисципліни «Геодезія» (частина 2) та ґрунтовно пояснено у розділі 9 (пп. 9.1) методичних вказівок до виконання практичних робіт [9].

Тому далі пояснюється роздільне вирівнювання полігонометричної мережі з декількома вузловими пунктами способом послідовних наближень.

Найпоширенішим способом вирівнювання мережі полігонометричних ходів з декількома вузловими пунктами є спосіб послідовних наближень. У частині 1 навчальної дисципліни «Геодезія» теорія способу наближень була розглянута на прикладі вирівнювання нівелірної мережі [10, 12, 13]. Стосовно мережі полігонометрії (рис. 7.5) спочатку методом наближень виконують вирівнювання дирекційних кутів вузлових напрямів (табл. 7.3), а потім координат вузлових пунктів (табл. 7.4).

Далі, як приклад, розглянуто вирівнювання мережі полігонометричних ходів з двома вузловими пунктами (див. схему ходів з вихідними даними на рис. 7.5).

Під час вирівнювання дирекційних кутів вузлових напрямів способом послідовних наближень (табл. 7.3) їх приватні значення отримують за наступною формулою:

$$\alpha = \alpha_{вих} + \sum_{i=1}^{n'} \beta_i - 180^\circ \cdot n' , \quad (7.62)$$

де α та $\alpha_{вих}$ – відповідно приватне значення дирекційного кута та вихідний дирекційний кут;

n' – кількість кутів повороту в полігонометричному ході;

$\sum_{i=1}^{n'} \beta_i$ – сума вимірних (лівих за ходом) кутів повороту в ході.

Кількість приватних значень дирекційних кутів вузлових напрямів $\alpha_{пр}$ визначається числом полігонометричних ходів, які зв'язують цей вузловий пункт з вихідними пунктами полігонометричної мережі (див. рис. 7.5): для напрямку **6-Візирка** – від *Чаплинка* і від *Отрадне*, а для напрямку **9-Майори** – від *Чаплинка* і від *Берегове*, тобто по два приватних значення α .

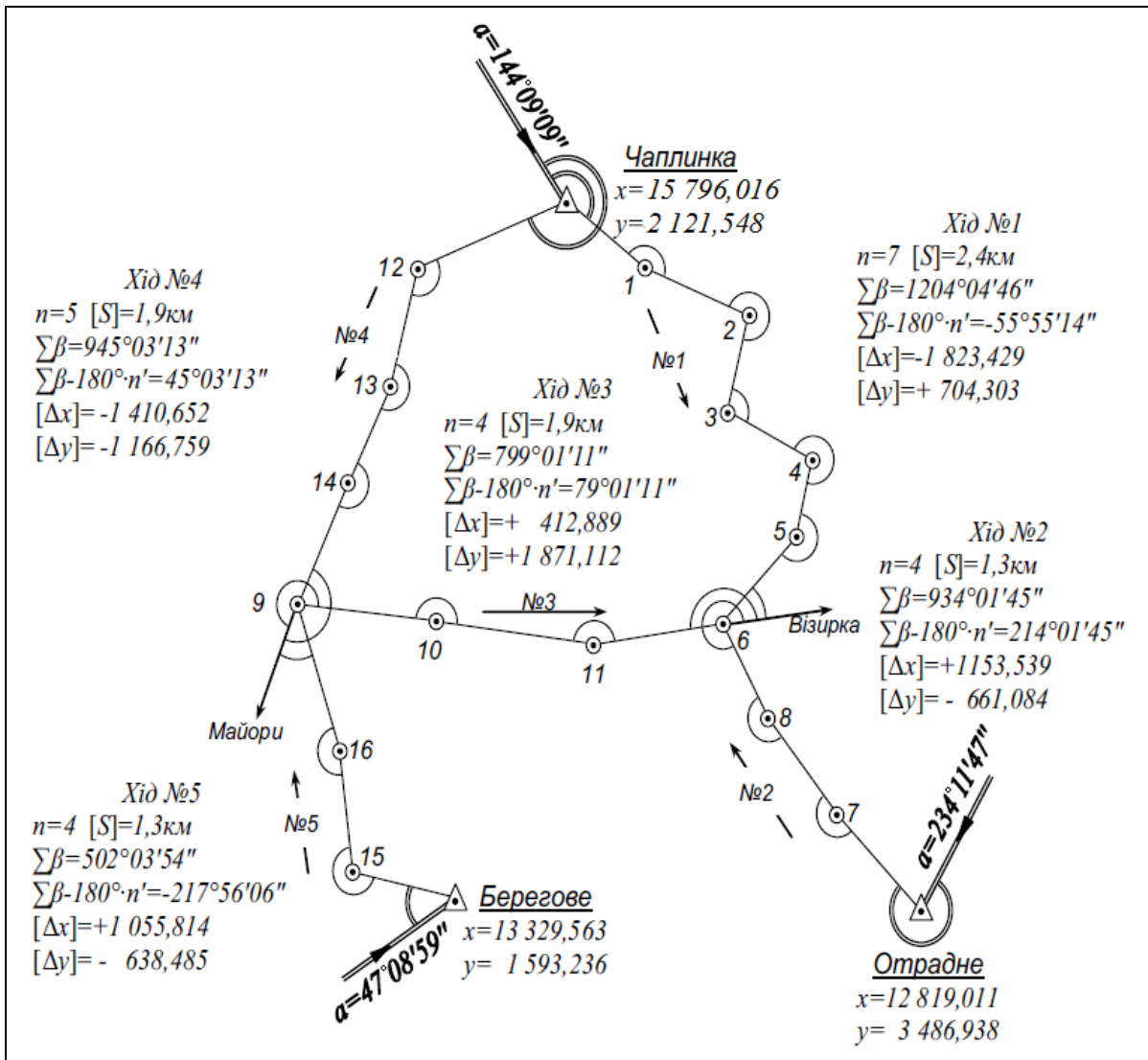


Рисунок 7.5 – Приклад схеми мережі полігонометричних ходів з двома вузловими пунктами (пояснення позначень у тексті)

У зв'язку з тим, що кількість кутів у полігонометричних ходах різна, визначені за формулою (7.62) дирекційні кути будуть нерівноточними, тому при обчисленні приватних значень дирекційних кутів потрібно ввести ваги p дирекційних кутів, величини яких обернено пропорційні кількості кутів у ході:

$$p = \frac{c}{n'}, \quad (7.63)$$

де p – вага дирекційного кута полігонометричного ходу;

c – довільна величина, яка вибирається так, щоб вага була невеликим числом (зазвичай меншим одиниці).

Таблиця 7.3 – Вирівнювання способом наближень мережі полігонометрії з двома вузловими пунктами:
вирівнювання дирекційних кутів вузлових напрямів

| № ходів | Вихідні пункти | Вихідні дирекційні кути α_0 | $\sum \beta - 180^\circ \cdot n'$ | Приватні значення дирекційних кутів (I наближення) | Кількість кутів n | Ваги | | Наближення | | | | Зрівняні значення дирекційних кутів | Кутіві нев'язки ходів f_β | Контроль $ f_\beta = 0$ |
|------------------------------------|----------------|------------------------------------|-----------------------------------|--|---------------------|------|------|------------|-----|-----|----|-------------------------------------|---------------------------------|--------------------------|
| | | | | | | p | p' | II | III | IV | V | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 |
| Вузловий напрям 6 - Візирка | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | Чаплинка | 144° 09' 09" | -55° 55' 14" | 88° 13' 55" | 7 | 0,57 | 0,22 | 55" | 55" | 55" | | 88°13'43" | +12 | +6 |
| 2 | Отрадне | 234° 11' 47" | 214° 01' 45" | 88° 13' 32" | 4 | 1 | 0,39 | 32 | 32 | 32 | | | -11 | -11 |
| 3 | | | 79° 01' 11" | ----- | 4 | 1 | 0,39 | 48,5 | 48 | 48 | | | +5 | +5 |
| | | | | 88° 13' 43,5" | | 2,57 | 1 | 43,5 | 43 | 43 | | | | 0 |
| Вузловий напрям 9 - Майори | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | Чаплинка | 144° 09' 09" | 45° 03' 13" | 189° 12' 22" | 5 | 0,8 | 0,28 | 22" | 22" | 22" | | 189°12'37" | -15 | -12 |
| 5 | Берегове | 47° 08' 59" | -217° 56' 06" | 189° 12' 53" | 4 | 1 | 0,36 | 53 | 53 | 53 | | | +16 | +16 |
| 3 | | | 79° 01' 11" | ----- | 4 | 1 | 0,36 | 32,5 | 32 | 32 | | | -5 | -5 |
| | | | | 189°12' 37,5" | | | 1 | 37 | 37 | 37 | | | | +1 |

Таблиця 7.4 – Вирівнювання способом наближень мережі полігонометрії з двома вузловими пунктами:
вирівнювання координат (абсцис і ординат) вузлових пунктів

| №№ ходів | Вихідні пункти | Вихідні абсцис і ординати | $\sum \Delta x$ | Приватні значення координат (I наближення) | Довжини ходів в км | Ваги | | Наближення | | | | Вирівняні значення абсцис і ординат | Нев'язки ходів f_x, f_y | Контроль $[P, f_x]=0$ |
|--|-------------------|------------------------------------|-----------------|---|--------------------------|------|------|------------------|------------------|------------------|------------------|--|---------------------------------|--------------------------|
| | | | | | | p | p' | II | III | IV | V | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 |
| Вирівнювання абсцис вузлових пунктів | | | | | | | | | | | | | | |
| Вузловий пункт 6 | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | Чаплинка | 15 796,016 | -1 823,429 | 13 972,587 | 2,4 | 0,42 | 0,24 | 587 | 587 | 587 | 587 | 13 972,543 ₅ | +43,5 | +18,3 |
| 2 | Отрадне | 12 819,011 | +1 153,539 | 13 972,550 | 1,3 | 0,77 | 0,45 | 550 | 550 | 550 | 550 | | +6,5 | +5,0 |
| 3 | | | -412,889 | ----- | 1,9 | 0,53 | 0,31 | 481 ₅ | 498 ₆ | 500 ₂ | 500 ₃ | | -43,2 | -22,9 |
| | | | | 13 972,568 ₅ | | 1,72 | 1 | 537 ₆ | 542 ₉ | 543 ₄ | 543 ₅ | | | +0,4 |
| Вузловий пункт 9 | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | Чаплинка | 15 796,016 | -1 410,652 | 14 385,364 | 1,9 | 0,53 | 0,29 | 364 | 364 | 364 | 364 | 14 385,389 ₃ | -25,3 | -13,4 |
| 5 | Берегове | 13 329,563 | +1 055,814 | 14 385,377 | 1,3 | 0,77 | 0,42 | 377 | 377 | 377 | 377 | | -12,3 | -9,5 |
| 3 | | | +412,889 | ----- | 1,9 | 0,53 | 0,29 | 426 ₆ | 431 ₉ | 432 ₄ | 432 ₅ | | +43,2 | +22,9 |
| | | | | 14 385,370 ₅ | | 1,83 | 1 | 387 ₆ | 389 ₂ | 389 ₃ | 389 ₃ | | | 0 |
| Вирівнювання ординат вузлових пунктів | | | | | | | | | | | | | | |
| Вузловий пункт 6 | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | Чаплинка | 2 121,548 | +704,303 | 2 825,851 | 2,4 | 0,42 | 0,24 | 851 | 851 | 851 | 851 | 2 825,859 ₁ | -8,1 | -3,4 |
| 2 | Отрадне | 3486,938 | -661,084 | 2 825,854 | 1,3 | 0,77 | 0,45 | 854 | 854 | 854 | 854 | | -5,1 | -3,9 |
| 3 | | | +1871,112 | ----- | 1,9 | 0,53 | 0,31 | 882 | 873 ₇ | 873 | 872 ₉ | | +13,8 | +7,3 |
| | | | | 2 825,852 ₅ | | 1,72 | 1 | 862 | 859 ₄ | 859 ₂ | 859 ₁ | | | 0 |
| Вузловий пункт 9 | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | Чаплинка | 2 121,548 | -1166,759 | 954,789 | 1,9 | 0,53 | 0,29 | 789 | 789 | 789 | 789 | 954,760 ₉ | +28,1 | +14,9 |
| 5 | Берегове | 1 593,236 | -638,485 | 954,751 | 1,3 | 0,77 | 0,42 | 751 | 751 | 751 | 751 | | -9,9 | -7,6 |
| 3 | | | -1871,112 | ----- | 1,9 | 0,53 | 0,29 | 750 | 747 ₄ | 747 ₂ | 747 ₁ | | -13,8 | -7,3 |
| | | | | 954,770 | | 1,83 | 1 | 761 ₇ | 761 | 760 ₉ | 760 ₉ | | | 0 |

Середнє вагове значення дирекційного кута α , наприклад, вузлового напрямку **6-Візирка**, обчислюють за наступною формулою:

$$\alpha_{6\text{-Візирка}} = \alpha_0 + \frac{\varepsilon_1 \cdot p_1 + \varepsilon_2 \cdot p_2}{p_1 + p_2}, \quad (7.64)$$

де α_0 – наближене значення дирекційного кута вузлового напрямку, за яке зазвичай приймають найменше з отриманих значень α_1 та α_2 ;

ε_1 та ε_2 – відповідно відхилення окремих значень α_1 та α_2 від α_0 .

Значення ε_1 та ε_2 визначаються за формулою:

$$\varepsilon_1 = \alpha_0 - \alpha_1 \quad \text{та} \quad \varepsilon_2 = \alpha_0 - \alpha_2. \quad (7.65)$$

Для наведеного прикладу (табл. 7.3 та рис. 7.5) за перше наближення (I) приймають середнє арифметичне з приватних значень дирекційних кутів. Наприклад, дирекційний кут напрямку **6-Візирка** в I-у наближенні дорівнює: $\alpha_{6\text{-Візирка}} = (88^\circ 13'55'' + 88^\circ 13'32'')/2 = 88^\circ 13'43,5''$. Отримані в першому наближенні значення дирекційних кутів записують у графу 5 розрахункової таблиці (див. табл. 7.3) під приватними значеннями.

Ваги p приватних значень дирекційних кутів визначають за допомогою формули (7.63) та записують у графу 7 розрахункової таблиці (див. табл. 7.3). В наведеному прикладі (див. табл. 7.3 та рис. 7.5) значення величини c у формулі (7.63) обрано рівним найменшій кількості кутів в усіх ходах $c = 4$, тому ця формула для даного прикладу отримала наступний вигляд: $p = 4/n'$.

Під час вирівнювання мережі полігонометрії способом наближень доводиться багаторазово використовувати формулу середнього вагового значення дирекційного кута (7.64). Враховуючи це, доцільно для скорочення розрахунків увести *приведені* до одиниці ваги p' , які визначають за такою формулою:

$$p' = \frac{p}{[p]_{\text{вузла}}}. \quad (7.66)$$

З урахуванням формули (7.66) рівняння (7.64) прийме більш зручний для розрахунків вигляд:

$$\alpha = \alpha_0 + p'_1 \varepsilon_1 + p'_2 \varepsilon_2 = \alpha_0 + [p' \varepsilon]. \quad (7.67)$$

У другому наближенні (II) для вузлового пункту **6** два приватних значення кута $\alpha_{6\text{-Візирка}}$ (для ходів № 1 та № 2), які обчислені від вихідних дирекційних кутів на пунктах Чаплинка і Отрадне, залишаються незмінними: $88^{\circ}13'55''$ і $88^{\circ}13'32''$. Третє значення кута $\alpha_{6\text{-Візирка}}$ (для ходу № 3) обчислюють з використанням значення кута $\alpha_{9\text{-Майори}} = 189^{\circ}12'37,5''$, яке отримують в першому наближенні (I).

Середнє вагове значення дирекційного кута $\alpha_{6\text{-Візирка}}$ у другому наближенні (II) обчислюють за допомогою наведеної вище формули (7.67):

$$\alpha_{6\text{-Візирка}} = 88^{\circ}13'32'' + 23'' \cdot 0,22 + 16,5'' \cdot 0,39 = 88^{\circ}31'32'' + 11,5'' = 88^{\circ}3'43,5''.$$

На вузловому пункті **9** значення дирекційного кута $\alpha_{9\text{-Майори}}$ в другому наближенні (II) визначається як середнє вагове з трьох приватних значень, одно з яких обчислюють від сполучного вузлового пункту **6** з використанням значення $\alpha_{6\text{-Візирка}}$ із другого наближення та величиною $\Sigma\beta - 180^{\circ} \cdot n_3'$, а два інші приватні значення – від вихідних пунктів Чаплинка і Берегове.

На заданій схемі мережі полігонометричних ходів (див. рис. 7.5) для ходу № 3 наведена сума лівих кутів для прямого напрямку ходу від вузлового пункту **9** до вузлового пункту **6**. Тому для отримання значення дирекційного кута $\alpha_{9\text{-Майори}}$ при зворотному напрямі полігонометричного ходу треба величину $\Sigma\beta - 180^{\circ} \cdot n_3'$ відняти від наближеного значення дирекційного кута $\alpha_{6\text{-Візирка}}$: $(\alpha_{9\text{-Майори}})_3 = 88^{\circ}13'43,5'' - 79^{\circ}01'11'' = 189^{\circ}12'32,5''$.

Після отримання в другому наближенні значень дирекційних кутів усіх вузлових напрямів, переходять до обчислення їх значень у третьому наближенні (III), потім, за потреби, у четвертому (IV), п'ятому (V) і т. д.

Зазначимо, що похибки в отриманні приватних значень не погіршують результати вирівнювання, але приводять до збільшення числа наближень.

Вирівнювання координат (абсцис і ординат) вузлових пунктів (табл. 7.4) виконується за аналогією до вирівнювання дирекційних кутів. Однак, слід пам'ятати, що ваги приватних значень координат зворотно пропорційні довжинам відповідних ходів (у нашому прикладі: $p_x = p_y = 1/[S]$).

Визначення нев'язок f , розподілення цих нев'язок та оцінку точності вирівняних елементів мережі полігонометричних ходів з двома і більше вузловими пунктами виконують за аналогією до визначення нев'язок f , розподілення цих нев'язок та оцінки точності вирівняних елементів мережі ходів з одним вузловим пунктом, які детально розглядаються в практичній роботі № 9 навчальної дисципліни «Геодезія» (частина 2) та ґрунтовно пояснені у розділі 9 (пп. 9.1) методичних вказівок до виконання практичних робіт з даної дисципліни [9].

Питання для самоперевірки до теми № 7

1. У чому полягає головна мета вирівнювання мереж згущення та які два методи існують для строгого вирівнювання геодезичних ходів і мереж?
2. Які три умови треба задовольнити під час вирівнювання окремого полігонометричного ходу?
3. За якими формулами визначають ваги сторін і кутів при вирівнюванні полігонометричного ходу?
4. За якими формулами обчислюють середню квадратичну похибку і вагу вирівняних елементів полігонометричного ходу?
5. Які властивості центральних координат допомагають спростити вирівнювання полігонометричного ходу?
6. За якими формулами обчислюють середню квадратичну похибку і вагу вирівняних елементів полігонометричного ходу?
7. В якому вигляді представляють кожний невідомий параметр у параметричному способі вирівнювання полігонометричного ходу?
8. Яка з полігонометричних мереж є найпростішою для роздільного вирівнювання?
9. В чому полягає суть спрощеного (роздільного) способу вирівнювання полігонометричної мережі, яка складається із трьох ходів з одним вузловим пунктом?
10. Який спосіб є найбільш поширеним для вирівнювання мережі ходів з декількома вузловими пунктами?

8 СУПУТНИКОВЕ ПОЗИЦІОНУВАННЯ ТА ПРОСТОРОВІ СУПУТНИКОВІ МЕРЕЖІ (ОСНОВИ СУПУТНИКОВОЇ ГЕОДЕЗІЇ)

Більшість високоточних приладів наземної геодезії (теодоліти, нівеліри, світловідалеміри, тахеометри та ін.) удосконалені завдяки вдалим технічним рішенням та продуманим технологіям їх використання. Проте, майже всі вони використовують оптичний діапазон електромагнітних хвиль. Це створило цілий ряд недоліків: необхідність під час вимірювання не тільки прямої (геометричної), але й оптичної видимості між пунктами, певні складності цілодобових спостережень, неможливість безперервних моніторингових спостережень й інші. Другою особливістю традиційного геодезичного вимірювання є широке розповсюдження вимірювання кутів, хоча сучасні світловідалеміри забезпечують більш високий рівень точності. Крім того, наземне вимірювання виконується в прошарках високодинамічної атмосфери, що суттєво ускладнює процедуру вимірювання і знижує потенціальний рівень точності.

Альтернативний підхід до геодезичного вимірювання на принципово іншій основі виявився в застосуванні просторових методів вимірювань із використанням миттєвого положення штучних супутників Землі (ШСЗ) як точок із відомими координатами. Засновані на такому принципі вимірювальні комплекси отримали назву глобальних систем позиціонування, початкове призначення яких було пов'язане з розв'язанням навігаційних задач. Проте, подальші дослідження показали, що за рахунок приладного та програмного забезпечення такі системи можна використати для вирішення широкого кола геодезичних задач, підвищивши продуктивність і точність вимірів.

Під час вибору найбільш ефективного діапазону електромагнітних хвиль враховувалось те, що ці системи повинні забезпечити виконання вимірювання під час будь-яких погодних умов. Дослідженнями встановлено, що саме таким є ультракороткий діапазон радіохвиль. Ще одна особливість супутникових віддалемірних систем полягає у тому, що вони повинні дати можливість одночасного забезпечення вимірювання віддалі між незначною кількістю супутників і необмеженою кількістю станцій, що знаходяться на земній поверхні.

Під час створення масової портативної апаратури доцільно виключити двосторонній обмін інформацією, як це прийнято під час наземного вимірювання, тобто виключити радіопередавальні пристрої, що мали б входити до складу апаратури користувача. Ця вимога визначила необхідність застосування одностороннього методу вимірювання довжин і значно спростила будову наземних та супутникових приладів.

Головною особливістю одностороннього методу вимірювання є те, що передавальний пристрій знаходиться на супутнику, а приймальний – на наземному пункті. Інформаційний сигнал проходить тільки в одному напрямку – від супутника до приймача.

Вимірювання супутникової геодезії базуються здебільш на використанні системи глобального позиціонування GPS (Global Positioning System), що знайшла в останні роки широке застосування в усіх видах геодезичних робіт. Супутникова геодезія зарекомендувала себе цілим рядом кардинальних переваг перед наземною геодезією, найважливішими з яких є наступні:

- зникла необхідність будувати зовнішні геодезичні знаки;
- з'явилася можливість об'єднати планові і висотні пункти геодезичних мереж, оскільки система GPS дає просторове положення цих пунктів;
- значно коротший час, потрібний для отримання кінцевих результатів;
- можливість більш повної автоматизації вимірювання;
- значне зменшення вартості робіт.

GPS-вимірювання використовують не тільки для визначення положення пунктів геодезичної основи, топографічного та кадастрового знімання, інженерної геодезії, але й в геодинамічних дослідженнях, для визначення таких важливих параметрів геодинаміки, як рухи полюсів нашої планети, стабільності обертових рухів Землі та інших параметрів.

Все вищесказане та, особливо, висока точність GPS-вимірювань є причиною того, що «*Основні положення створення державної геодезичної мережі*», затверджені Постановою Кабінету міністрів України від 8 червня 1998 р. № 8441, передбачають створення нових та оновлення існуючих мереж сучасними радіонавігаційними системами (GPS) та комп'ютерними технологіями. Однак, допускається застосування і традиційних геодезичних методів. Проте, традиційні методи вже не здатні конкурувати з методами космічної (або супутникової) геодезії. Правда, поки-що таку конкуренцію витримує високоточне геометричне нівелювання, яке, до того ж, поки ще необхідне для визначення розмірів геоїда.

8.1 Супутникове позиціонування

Супутниковим позиціонуванням називають визначення просторового місцеположення (координат в просторі) наземного пункту, нерухомого або рухомого об'єкта, за допомогою супутникових навігаційно-геодезичних систем (СНГС). У випадку, коли об'єкт рухається, визначається, окрім координат, вектор його швидкості (тобто швидкість і напрям руху), а також здійснюється прив'язка до еталонних шкал часу.

В даний час найбільш розповсюдженою в світі глобальною системою позиціонування є американська система NAVSTAR GPS (NAVigation Satellites providing Time And Range), яка складається з трьох секторів: 1 – космічний сектор (супутники); 2 – наземний сектор управління та контролю; 3 – сектор користувача або супутникових приймачів (рис. 8.1).

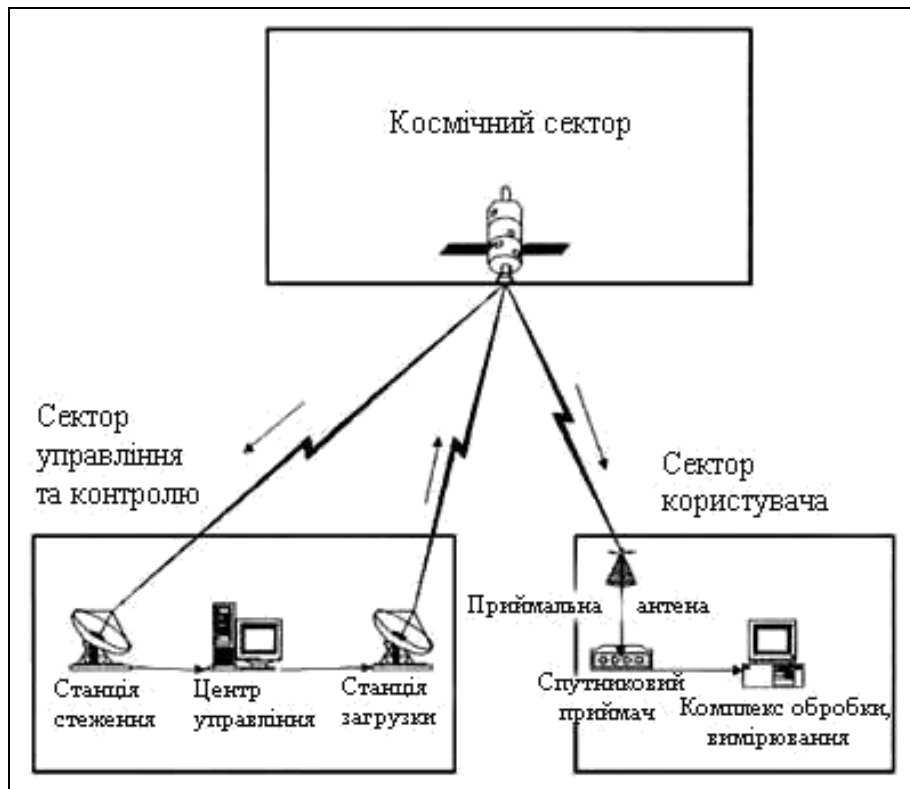


Рисунок 8.1 – Структура глобальної супутникової системи NAVSTAR GPS

Слід зазначити, що в Європейському союзі за участі українських вчених розробляється навігаційна супутникова система «Галілео», яка буде більш сучасною ніж NAVSTAR GPS та забезпечуватиме вищу точність визначення координат і висот.

В системі NAVSTAR GPS в 6-ти орбітальних площинах обертається по 4 супутника (рис. 8.2) практично по колових орбітах на відстані приблизно 26600 км від центру Землі.

Геодезичний приймач супутникової системи (рис. 8.3, *a*) здатний одночасно приймати сигнали від 6 до 12 і більше супутників на одній або двох частотах. Управління роботою приймача здійснюється за допомогою контролера, персонального комп'ютера (ПК) або ноутбука (НБ). Результати вимірювань реєструються в модулі пам'яті та переносяться на ПК або НБ через контролер або спеціальний пристрій.

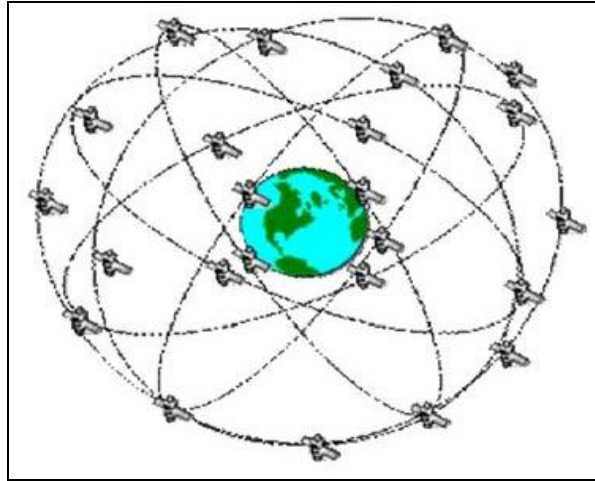


Рисунок 8.2 – Схема супутникової навігаційної системи NAVSTAR GPS

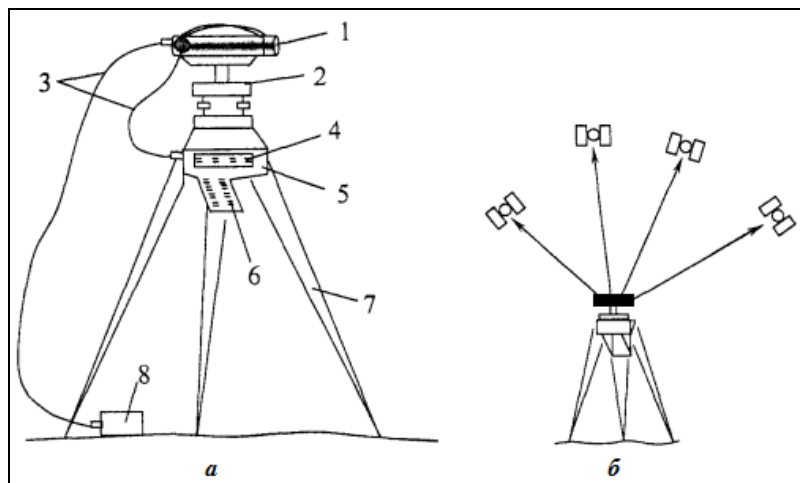


Рисунок 8.3 – Принцип визначення координат супутниковими навігаційними системами (у тому числі NAVSTAR GPS):
a – геодезичний приймач (1 – сенсор; 2 – підставка; 3 – з'єднувальні кабелі; 4 – дисплей; 5 – контролер; 6 – клавіатура; 7 – штатив; 8 – акумулятор);
б – схема абсолютних або навігаційних спостережень (визначень координат)

Супутниковими навігаційними системами (включно з NAVSTAR GPS) координати точок спостережень визначають двома способами:

- абсолютним або навігаційним – коли одним приймачем (рис. 8.3, ***б***) визначаються координати антени приймача в єдиній навігаційній системі;
- відносним або диференційним – із спостереження одночасно двох приймачів («БАЗА» та «РОВЕР») на один і той же момент часу за однаковим сузір'ям супутників визначають проєкції на осі геоцентричної системи координат базової лінії між ними S та кут її напрямку (рис. 8.4).

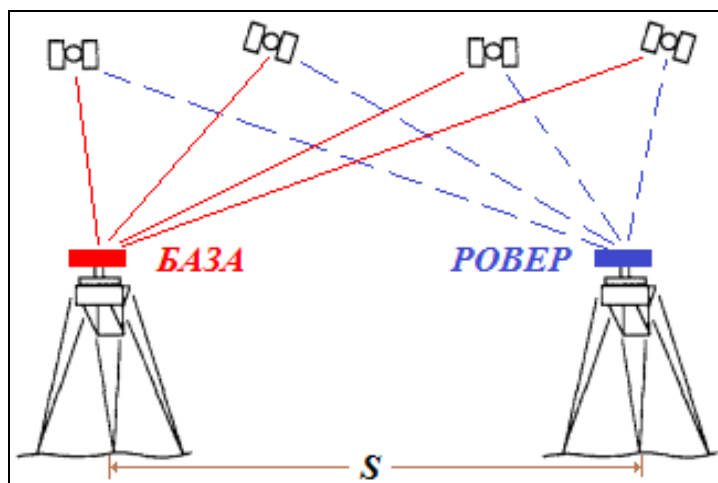


Рисунок 8.4 – Схема відносних або диференційних визначень координат (пояснення позначень у тексті)

Точність абсолютного методу визначень координат точок складає 3-5 м і недостатня для геодезичних цілей, тому для вирішення геодезичних задач використовують відносний метод визначень координат точок.

При геодезичних вимірюваннях використовують одночастотні та двохчастотні приймачі. Більш високу точність та ефективність вимірювань забезпечують двохчастотні приймачі. Іноді в окремий (третій) режим вимірювань виділяють інтегральний доплерівський розрахунок, який здійснюється одночасно з режимом фазових вимірювань. Він дозволяє визначати швидкість зміни відстані до супутника та фіксувати моменти послідовних положень супутника.

Сьогодні супутникові методи визначень місцеположення точок земної поверхні використовують при побудові державних астрономо-геодезичних мереж I класу, геодезичних мереж згущення, при знімальних роботах, розмічуванні великих інженерних споруд, спостереженні рухів земної поверхні тощо.

В супутниковій геодезії найзручнішою є геоцентрична прямокутна система координат (тобто з початком в центрі мас Землі). Зв'язок між цією системою і широко вживаною у вищій геодезії системою геодезичних (просторових еліпсоїдних) координат (геодезичних широти, довготи і висоти) встановлюють за відомими формулами. Оскільки електронними методами відстані вимірюються точніше, ніж кути (в тому значенні, що дозволяють побудувати більш точні геодезичні мережі), то природно вибрати для вимірювання лінійні величини, а не кутові. Тоді просторове положення точки можна отримати методом лінійної засічки на перетині кіл.

При віддалемірному методі замість кіл одержують сфери і точка, яку визначають у просторі, знаходиться в перетині трьох сферичних поверхонь. Перетин двох сфер дає коло, а третя сферична поверхня перетинає це коло в двох точках, одна з яких і є тією точкою, положення якої визначають.

Нижче розглянуті головні особливості супутникового позиціонування. При застосуванні вищевикладених геометричних принципів визначення місцеположення точок до глобальних супутникових систем (у тому числі до NAVSTAR GPS) виникають деякі специфічні особливості.

Перша особливість полягає в тому, що «твердими пунктами» (точками з відомими координатами) є супутники, які рухаються, а точка (нерухома або рухома), положення якої визначають, знаходиться на Землі (супутниковий або геодезичний приймач). Для визначення положення (координат і висот) наземної точки (приймача) виконується одночасне вимірювання відстаней до супутників, а положення точки геометрично виходить в перетині сфер, як було пояснено вище, тобто використовується віддалемірний метод.

Друга особливість полягає в тому, що дальності (відстані, віддалі), які вимірюються, є викривленими (або псевдодальностями). Тому щоб правильно обчислити координати приймача за виміряними псевдодальностями, їх треба виміряти не до трьох супутників, а як мінімум до чотирьох. На практиці використовується більша кількість супутників для отримання надлишкових вимірювань, що дозволяють підвищити якість остаточного результату та оцінити його точність, але достатньо чотирьох супутників.

Далі пояснені системи координат при супутниковому позиціонуванні. Раніше зазначалось, що до складу супутникової системи входить мережа наземних станцій стеження (див. рис. 8.1), які за результатами вимірювання відстаней до супутника одержують дані про елементи його орбіти через рівновіддалені інтервали часу в межах деякої ділянки траєкторії руху супутника. Обробка цих даних, які називаються ефемеридною інформацією (або ефемеридами супутника), дозволяє обчислити для ряду моментів часу координати супутника в геоцентричній прямокутній системі координат (рис. 8.5, *a*), в якій початок координат O розташовано в центрі мас Землі, вісь Z направлена уздовж осі обертання Землі в точку середнього положення північного полюса на епоху 1900-1905 рр. («міжнародний умовний початок»), вісь X знаходиться в площині земного екватора і направлена в точку перетину цієї площини з Грінвічським меридіаном G , а вісь Y доповнює систему до правої. Слід зазначити, що NAVSTAR GPS діє в геоцентричній системі координат WGS-84 (англ. World Geodetic System 1984 – Світова геодезична система координат 1984 р.).

У системі WGS-84 похибка визначення координат відносно центру мас Землі дорівнює менше 2 см, нульовим меридіаном вважається опорний меридіан, який проходить в 5,31" (приблизно в 100 м) на схід від Грінвічського меридіана (рис. 8.5, б). За основу в цій системі координат взято еліпсоїд з наступними радіусами: великий – 6378137 м (екваторіальний), малий – 6356752,3142 м (полярний).

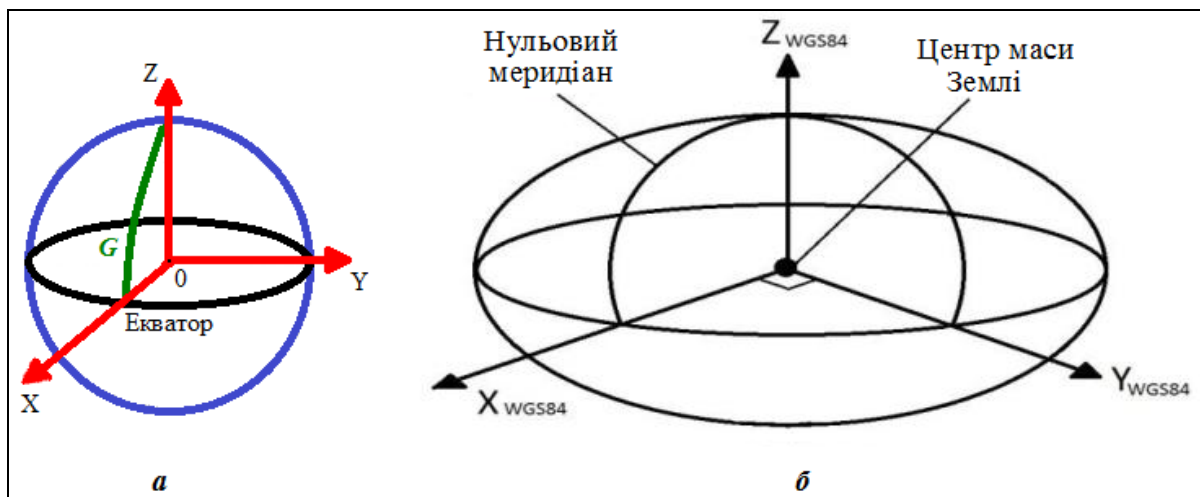


Рисунок 8.5 – Системи прямокутних координат при супутниковому позиціонуванні: *a* – геоцентрична (на епоху 1900-1905 рр.); *б* – WGS-84

Нижче надана загальна характеристика апаратури користувача для виконання супутникового позиціонування. На сьогодні існує дуже багато типів апаратури користувача, що розрізняються за своїм призначенням, можливостями і технічними характеристиками: від мініатюрного приймача (з вбудованим джерелом живлення), що уміщається на долоні, до комплекту високоточної апаратури, що складається з декількох блоків. Сучасні приймачі є багатоканальними, в яких кожний канал відстежує свій супутник. За видами прийнятих і оброблених сигналів приймачі поділяють на наступні:

- кодові, що можуть працювати тільки з віддалемірними кодами;
- кодово-фазові одночастотні, які використовують віддалемірні коди та фазові вимірювання тільки на частоті L1;
- кодово-фазові двочастотні, використовують віддалемірні коди та фазові вимірювання на частотах L1 і L2.

Найбільшу точність забезпечують двочастотні приймачі (похибка вимірювань складає сантиметри і навіть міліметри). Однак, при застосуванні відносного методу вимірювань і досконалої методики обробки результатів одночастотні приймачі дозволяють отримати майже таку ж високу точність.

Сьогодні є безліч модифікацій приймачів для самих різних застосувань – визначення координат геодезичних пунктів, побудови геодезичних мереж, топографічної зйомки, кадастрових робіт тощо.

Способи спостережень при виконанні супутникового позиціонування.
Перш за все їх можна поділити на абсолютні та відносні. При абсолютних способах визначаються координати пунктів, а при відносних – прирости (різниці) координат або вектор бази між двома пунктами.

Абсолютні способи поділяють на автономні (вимірювання проводять одним приймачем) і диференціальні (з використанням базової станції, що передає на «робочий приймач» диференціальні поправки). При абсолютних способах виконуються кодові вимірювання, при відносних – фазові (кодові в цьому випадку виконуються як допоміжні для знаходження наближених значень координат і вирішення неоднозначності).

Відносні способи є більш точними ніж абсолютні і застосовуються для геодезичної (не навігаційної) мети. Існує декілька геодезичних режимів спостережень, але всі вони поділяються на наступні три групи: 1) статичні; 2) кінематичні; 3) псевдокінематичні (див. рис. 8.6). Як в статичних, так і в кінематичних режимах спостережень один з приймачів знаходиться на твердому пункті, а інший – на пункті, положення якого визначається. Однак, в статичному режимі спостережень обидва GPS-приймачі нерухомі, а в кінематичному режимі спостережень – GPS-приймач, положення якого визначається, переміщається (безперервно або із зупинками).

Режими виконання спостережень при супутниковому позиціонуванні.

Режим «*Статика*» (або статичний режим) – найточніший, але вимагає найбільших витрат часу (від півтори до декількох годин). Велика тривалість вимірювань потрібна для того, щоб мати упевненість у вирішенні неоднозначності та отримати результат на рівні точності від одного сантиметра до декількох міліметрів. При цьому деякий додатковий час (приблизно менш півгодини) витрачається на обробку вимірювань по кожному пункту в камеральних умовах (після спостережень), тобто на постобробку.

Режим «*Швидка статика*» – статичний режим, при якому спостерігач має нагоду скоротити час спостережень на пункті (від 5-10 до 15 хвилин) «за рекомендацією приймача», який повідомляє оператора (спостерігача), що за цей час набрана необхідна кількість інформації. Однак, «платою» за таку економію часу може бути ризик зіткнутися з труднощами вирішення багатозначності на подальшому етапі постобробки (аж до необхідності повторення спостережень на одній чи декількох базах), але за наявності мережі перманентних станцій точність підвищується.

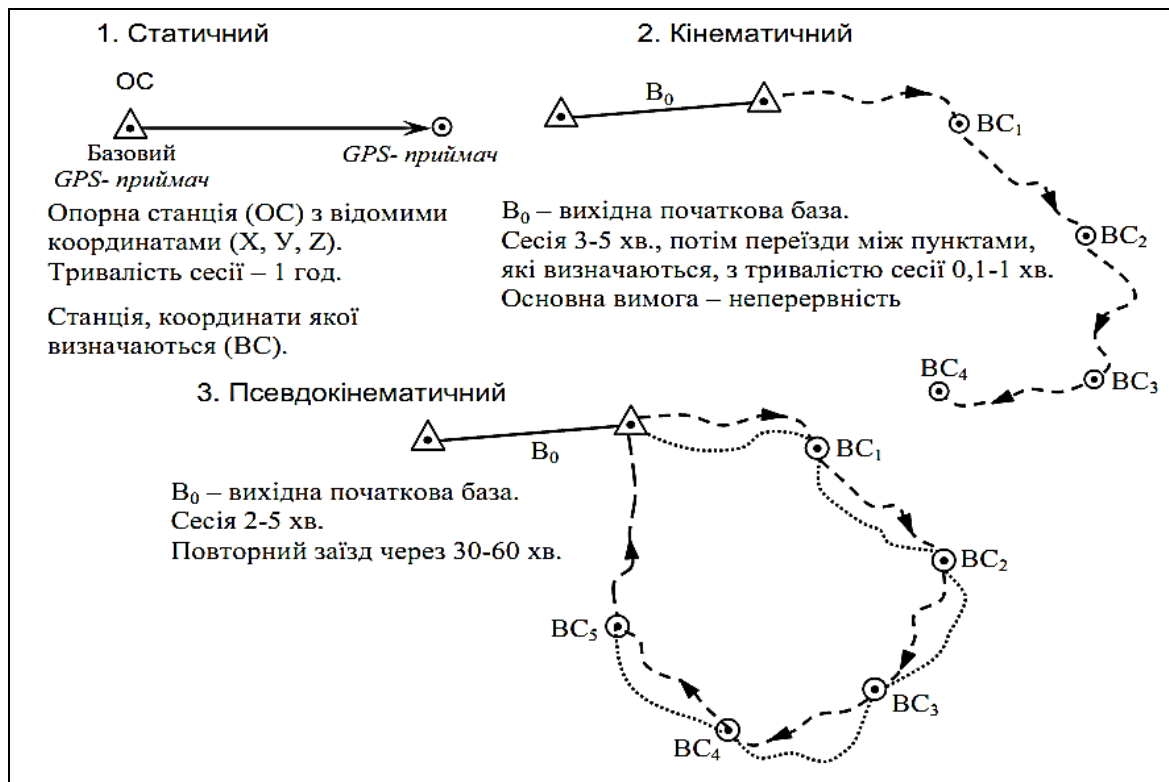


Рисунок 8.6 – Основні режими супутникових геодезичних спостережень

Режим «Кінематика» – класичним варіантом кінематичного режиму є режим «стій-іди», при якому приймач, що рухається, який називається «РОВЕР» або «ШУКАЧ», переміщають з пункту на пункт, роблячи на цих пунктах короткі зупинки. Проте для того, щоб «запустити» такий режим, необхідно почати роботу із статичного варіанту, виконавши ініціалізацію – спостереження тривалістю годину-півтори для визначення вектора бази і вирішення неоднозначності. При переміщенні «РОВЕРА» рухатися треба так, щоб на його антену весь час приходили сигнали не менше ніж від чотирьох одних і тих же супутників.

Режим «Кінематика у польоті» – варіант кінематичного режиму, що не вимагає ініціалізації. Його використовують в тому випадку, коли є упевненість, що прийом сигналів від достатньої кількості супутників не обірветься протягом 20-30 хвилин. За цей час приймач накопичить достатньо інформації для того, щоб під час використання програмного забезпечення при постобробці була змога вирішити неоднозначність.

Загальним недоліком всіх перерахованих вище способів і режимів спостережень є необхідність постобробки в камеральних умовах. Тому далі пояснюється ще один з кінематичних режимів, який не потребує подальшої постобробки.

Режим «*Кінематика в реальному часі*» – є найефективнішим режимом з усіх кінематичних способів. Він дозволяє здійснювати вимірювання та їх обробку в режимі реального часу, тобто проводити обробку одночасно з виконанням вимірювань. Між референцним («БАЗА») і роверним («РОВЕР») приймачами організовується цифровий радіоканал, по якому роверний приймач одержує всю необхідну інформацію, щоб одразу її обробити спільно з результатами своїх фазових вимірювань і визначити свої координати з похибкою не більше декількох сантиметрів вже через декілька секунд після включення приймача. При використанні такого режиму спостережень не вимагається ніякої постобробки.

8.2 Структурна схема геодезичного супутникового GPS-приймача

Апаратура різних фірм, що виробляють геодезичні (супутникові) GPS-приймачі дуже різноманітна, але відмінності їх будови, як правило, незначні. З урахуванням цього, далі наведена узагальнена структурна схема GPS-приймача (рис. 8.7), яка дозволяє розглянути необхідність використання основних складових такого приймача, пояснити їх функції і взаємозв'язок.

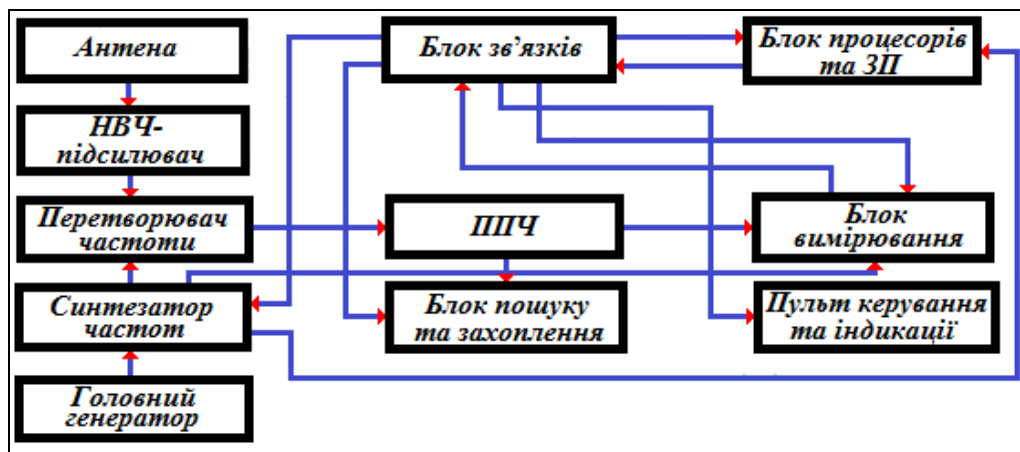


Рисунок 8.7 – Узагальнена структурна схема геодезичного супутникового GPS-приймача (пояснення позначень у тексті)

Вхідною частиною GPS-приймача є його антена, яка забезпечує приймання радіосигналів від супутників, що знаходяться в полі зору такого GPS-приймача. Тип антени та режим її роботи суттєво впливає не тільки на можливість прийняття сигналів від супутників, але й на точність супутникових спостережень.

Основними характеристиками антен GPS-приймачів є наступні:

1 – показник перетворення сигналів (коефіцієнт підсилення), який повинен відбуватися з мінімальними енергетичними втратами;

2 – показник направленості антен (коефіцієнт направленої дії).

Ідеальною формою фазової діаграми направленості (як і амплітудної) є півсфера, яка забезпечує однакову величину запізнень сигналу, незалежно від напрямку їх приходу. Завдяки такій формі ці запізнення вдається виключити.

Не менш важливими показниками антен GPS-приймачів є фазовий центр, його положення та стабільність в часовому відношенні. Під фазовим центром розуміють таку точку антени, яка не піддається геометричному вимірюванню, та від якої відраховуються усі віддалі до супутників, а положення цієї точки «прив'язується» до положення відповідної точки відносності на пункті спостережень (до геодезичного центру знака).

Під час використання в GPS-приймачі антени, симетричної відносно своєї вертикальної осі, положення фазового центра в горизонтальній площині співпадає, як правило, з положенням осі симетрії. Однак, зсув цього центра по вертикалі визначається на основі спеціальних досліджень (найчастіше в процесі налагодження та калібрування антени).

Ще однією специфікою супутникових антен є ігнорування ними сигналів, відбитих від підстильної поверхні, оточуючих предметів і об'єктів тощо (тобто, того, що призводить до багатопляховості). Для цього антени додатково обладнують спеціальними екрануючими металевими дисками.

Оскільки радіосигнали від супутника до приймача проходять великі віддалі (більш ніж 20 тис. км), а потужність встановленого на супутнику передавача відносно невелика (біля 10 Вт), то на вході антени сигнал має надзвичайно малу величину. Тому є необхідність його попереднього підсилення за допомогою підсилювача надвисокої частоти (НВЧ-підсилювач), який розташовується поряд з антеною. Нерідко антену та НВЧ-підсилювач збирають окремим блоком, який з'єднується коаксіальним кабелем з основним блоком GPS-приймача. Багатократне підсилення коливань НВЧ пов'язана з суттєвими технічними ускладненнями, тому в супутникових GPS-приймачах застосовують супергетеродинний принцип, під час реалізації якого коливання, що приймаються після попереднього підсилення, піддаються перетворенням у перетворювачі частоти. В результаті перетворень суттєво знижується частота передавальних коливань (до декількох десятків МГц). Створену проміжну частоту ще називають «частотою биття». Роль гетеродина виконує високостабільний головний генератор GPS-приймача.

Потрібна для роботи GPS-приймача сітка частот формується синтезатором частот, який використовує, як вихідні, коливання сигналів головного генератора. Основне підсилення сигналів, які приймаються GPS-приймачем, виконується підсилювачем проміжної частоти (ППЧ), який підключено до виходу перетворювача частот. Безпосередньо з виходом ППЧ з'єднаний блок пошуку та захоплення, а також блок вимірювання.

Принцип дії системи пошуку сигналів від потрібного нам супутника заснований в системі GPS на так званій структурній селекції. При цьому методі передача сигналів від різних супутників виконується на одній і тій самій передавальній частоті, а розрізняють їх за структурою кодових сигналів. Тому такий метод ще називають кодовим.

Важливою особливістю GPS-приймача є те, що на вхід приймача одночасно приходять радіосигнали від декількох супутників. Завдання GPS-приймача прийняти та виконати селекцію (розділення) сигналів.

У геодезичних GPS-приймачах ця задача розв'язується введенням в схему приймача певної кількості каналів, залежно від числа супутників, що одночасно приймаються. При цьому кожен канал має опрацьовувати інформацію тільки від одного супутника. Після завершення пошуку проходить захоплення сигналів, яке дозволяє слідувати за відповідним сигналом протягом всього сеансу, в якому бере участь «захоплений» супутник.

У розділювальному блоці відбувається розділення сигналів на кодові та гармонічні. Від останніх відділяють також навігаційні повідомлення, що надходять від супутника. Два перших сигнали використовуються в блоці процесора для обчислення шуканих віддалей до супутника. На основі отриманих псевдовіддалей виконується «грубе» визначення координат.

Фазові вимірювання в GPS-приймачі опрацьовуються попередньо – згладжуються, групуються і передаються на запам'ятовуючій пристрій (ЗП). Кінцеве опрацювання фазових вимірювань виконується на стадії «постобробки» в камеральних умовах.

Блок процесорів та ЗП, який входить до складу GPS-приймача, крім попередніх обчислень, керує роботою GPS-приймача в автоматичному режимі на основі закладеного в ньому програмного забезпечення.

Пульт керування та індикації GPS-приймача включає клавіатуру та індикаторний дисплей, на якому за потреби можна відобразити величини, які визначаються GPS-приймачем, а також іншу допоміжну інформацію. Клавіатура дозволяє оператору вводити необхідну інформацію, а також різні команди GPS-приймачу.

8.3 Головні відомості про роботу системи керування та опрацювання вимірів GPS-приймачем

Описаний вище принцип роботи GPS-приймача показує, що в процесі підготовки та виконання спостережень виникає необхідність виконання багатьох операцій, пов'язаних з оперативним керуванням роботою різних вузлів GPS-приймача. Крім того, в приймачі виконується попереднє опрацювання отриманої інформації.

Для реалізації опрацювання до складу приймача включається спеціалізований мікрокомп'ютер, який має процесор (або процесори), таймер, різні запам'ятовуючі пристрої й інші вузли, які характерні для електронної обчислювальної техніки.

Керування роботою обчислювального комплексу GPS-приймача виконується пультом керування та індикації за допомогою програми, що введена в GPS-приймач.

Нижче (див. рис. 8.8) наведена блок-схема, яка ілюструє принцип послідовної зміни стану GPS-приймача, характерних для пошуку, захоплення та відстежування супутникових сигналів.

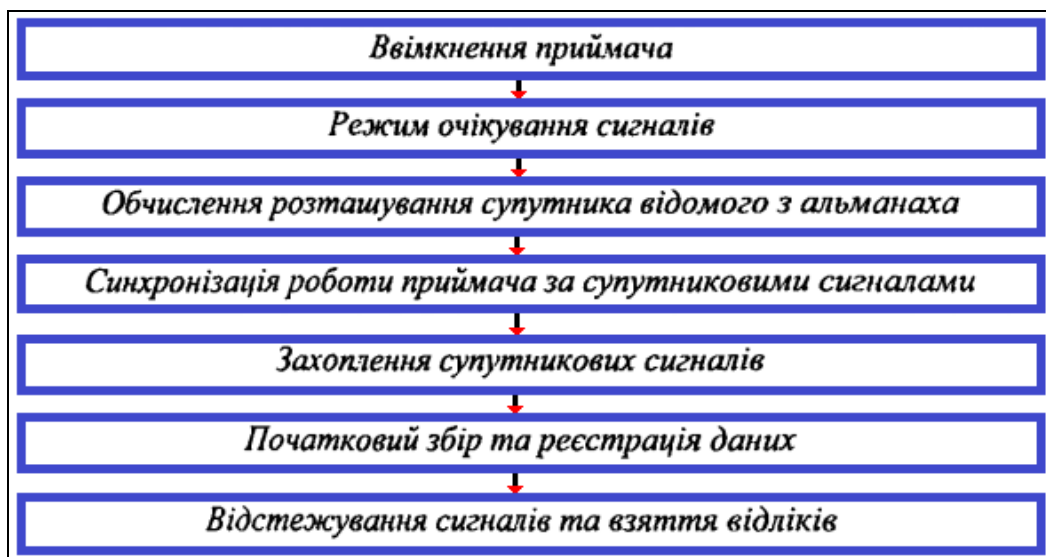


Рисунок 8.8 – Блок-схема послідовності режимів роботи приймача GPS

Після встановлення приймача в пункті спостережень встановлюється режим очікування сигналів. Якщо сигнали поступають на GPS-приймач і в його пам'яті є альманахи супутників, то виконується попереднє обчислення положення обраного супутника.

Якщо альманах в пам'яті відсутній, то витрачається додатковий час (приблизно 12,5 хвилин) на режим збору даних про супутники.

Наступний етап – синхронізація режиму роботи генератора кодових сигналів та генератора фазових і гармонічних коливань GPS-приймача зі супутниковими сигналами. У результаті такої синхронізації виконується захоплення сигналів від відповідних супутників і подальший збір та реєстрація даних. У подальшому в GPS-приймачі підтримується режим відслідковування захоплених сигналів та періодичний набір відліків, що використовуються для обчислення віддалей до супутників та реєстрації точного часу.

Однією з функцій GPS-приймача є первинна обробка результатів вимірювання, яка базується на використанні часових запізнень кодових сигналів, що передаються з супутника, і фазових зсувів передавальних коливань, які приходять на вхід GPS-приймача.

На основі кодових сигналів GPS-приймач визначає час проходження електромагнітним випромінюванням віддалі між ним і супутником, що дозволяє знайти псевдовіддалі, які включають істинну віддалі і поправочний член, викликаний різницею величин показників годинників, встановлених на супутнику та в GPS-приймачі.

Одночасне вимірювання псевдовіддалей до чотирьох супутників та наявних в GPS-приймачі даних про координати цих супутників на момент вимірювання дозволяє обчислювальному комплексу приймача на основі просторової лінійної засічки визначити координати пункту спостережень з врахуванням вищезгаданої поправки за рахунок розходження у величинах годинників супутника та GPS-приймача. Точність такого позиціонування з використанням коду оцінюється з похибкою в межах від 5 м до 10 м. Для геодезії найбільший інтерес представляє попереднє опрацювання фазових вимірів, на основі яких в процесі постобробки відкривається можливість отримання даних вимірювань високої точності (сантиметрової, міліметрової). Первинною інформацією під час фазового вимірювання є зареєстроване (за допомогою цифрового пристрою для вимірювання фаз) зсуву фаз між коливаннями, прийнятими від супутника і сформованими в приймачі головним генератором.

Через безперервну зміну віддалі до супутника, що пов'язано з його рухом, дані, які реєструються, порівняно швидко змінюються, тому реєстрація відліків виконується досить часто (як правило, через 0,1 с). Ці дані в GPS-приймачі ущільнюються і в результаті створюються вибірки, інтервал між якими може змінюватися (діапазон змін, зазвичай, від 1 с до 60 с).

Під час ущільнення проходить процес згладжування значень отриманих даних в межах існуючої вибірки (зазвичай, обмежуються поліномами другого степеня).

В багатьох GPS-приймачах поряд зі згладжуванням передбачена процедура, яка отримала назву фільтрації Кальмана. Суть такої процедури, характерної, як правило, для динамічних систем, в систематичному порівнянні отриманих результатів спостережень з наперед розрахованими значеннями на основі закономірностей їх зміни з часом. Під час відхилення реальних даних від наперед розрахованих вище встановлених норм виконується їх відбракування.

Під час спостережень одним GPS-приймачем з результатів фазового вимірювання не вдається виключити цілий ряд похибок систематичного характеру і надійно розв'язати властиву фазовим вимірам неоднозначність. Тому при використанні одного приймача не обчислюють кінцеві значення віддалей до супутників на основі фазових вимірювань. Для обчислення кінцевих віддалей до супутників потрібно, після відповідних процедур згладжування та фільтрації, передати дані вимірів до пам'яті GPS-приймача з метою їх використання в процесі кінцевого опрацювання. Крім того, для обчислення кінцевих віддалей до супутників можна також використати аналогічні дані від інших, одночасно працюючих GPS-приймачів.

Окрім опрацювання кодових фазових даних в обчислювальних комплексах виконується опрацювання іншої інформації, яка передається з супутника до GPS-приймача в складі навігаційної інформації, а також тієї, що подається з клавіатури безпосередньо від оператора.

8.4 Вимоги до використання апаратури супутникових радіонавігаційних систем під час проведення топографо-геодезичних робіт

Кабінет Міністрів України постановою від 13 липня 1998 р. № 1075 офіційно затвердив *«Порядок використання апаратури супутникових радіонавігаційних систем під час проведення топографо-геодезичних, картографічних, аерофотознімальних, проектних, дослідницьких робіт і вишукувань та кадастрових зйомок»* (далі – Порядок).

Даний документ встановлює єдині на території країни правила і регламентує використання апаратури супутникових радіонавігаційних систем (СРНС) при проведенні топографо-геодезичних, картографічних, аерофото-знімальних, проектних, дослідницьких робіт і вишукувань та кадастрових зйомок (далі – ТГР).

Вимоги зазначеного вище Порядку є обов'язковими для виконання всіма юридичними особами незалежно від форм власності та фізичними особами, в тому числі нерезидентами України, які використовують апаратуру СРНС.

Апаратура СРНС – це апаратно-програмний комплекс, призначений для визначення координат точок земної поверхні за сигналами СРНС (у тому числі, GPS NAVSTAR (США) та інших).

Уся апаратура СРНС зарубіжного або вітчизняного виробництва, що використовується для виконання ТГР, підлягає обов'язковій реєстрації та обліку в Держгеокадастрі за винятком апаратури СРНС Міноборони, МВС, СБУ, реєстрація та облік якої здійснюється Генеральним штабом Збройних Сил України у визначеному ним порядку.

Для реєстрації та обліку апаратури СРНС в Держгеокадастрі власник (користувач) повинен у п'ятиденний термін після її придбання (отримання в користування) або ввезення на територію України подати такі документи:

- лист-звернення про реєстрацію апаратури СРНС;
- копію документа про придбання даного комплекту апаратури або договору про передачу апаратури для користування;
- копію технічної специфікації даного комплекту апаратури.

Держгеокадастр на підставі зазначених документів у триденний термін реєструє та ставить на облік апаратуру СРНС з видачею власнику (користувачу) Реєстраційного посвідчення (свідоцтва) встановленого зразка.

Виконання ТГР з використанням апаратури СРНС, обробка результатів вимірювань, отриманих за допомогою апаратури СРНС, здійснюється юридичними та фізичними особами, що мають необхідне технічне і технологічне забезпечення та у складі яких за основним місцем роботи є сертифікований інженер-геодезист, відповідальний за якість результатів топографо-геодезичних і картографічних робіт, дотримання діючих технічних вимог до них, норм та правил їх виконання, за наявності Реєстраційного посвідчення (свідоцтва) встановленого зразка.

Технічні проекти (програми) на виконання ТГР з використанням апаратури СРНС за участю нерезидентів України повинні узгоджуватися з Міноборони, Держкомсекретів та Держгеокадастром. Порядок обробки і використання результатів спостережень устанавлюється в технічних проектах (програмах).

У разі виходу з ладу апаратури СРНС (при неможливості її відновлення шляхом ремонту) її власник (користувач) подає до Держгеокадастру заяву про зняття апаратури з реєстрації.

На підставі такої заяви Держгеокадастр знімає дану апаратуру СРНС з обліку та ліквідує Реєстраційне посвідчення (свідоцтво).

У разі втрати з будь-яких причин апаратури СРНС власник (користувач) зобов'язаний у десятиденний термін повідомити про це Держгеокадастр, який знімає зазначену апаратуру з обліку. Реєстраційне посвідчення (свідоцтво) в цьому випадку ліквідується.

Усі витрати, пов'язані з реєстрацією і метрологічною атестацією апаратури СРНС, відшкодовуються за рахунок власника (користувача) апаратури СРНС.

Власник (користувач) апаратури СРНС зобов'язаний:

- забезпечити своєчасну реєстрацію та облік апаратури СРНС в установленому порядку;
- забезпечити захист результатів координатних визначень, одержаних за допомогою апаратури СРНС, якщо вони містять відомості, що становлять державну таємницю України;
- забезпечити використання апаратури СРНС тільки у межах робіт, передбачених затвердженими в установленому порядку технічними проектами (програмами) чи угодами, виключивши можливість її безконтрольного використання;
- не пізніше ніж за десять днів до часу передачі апаратури СРНС, яка зареєстрована та знаходиться на обліку, іншим юридичним та фізичним особам або відправки її для ремонту іноземним виробникам повідомити про це Держгеокадастр.

Питання для самоперевірки до теми № 8

1. Що називають супутниковим позиціонуванням?
2. Які способи використовують для визначення координат точок спостережень супутниковими навігаційними системами та який з них є точнішим для геодезичних цілей?
3. Які режими спостережень GPS-приймачами застосовують для визначення координат точок та в чому вони полягають?
4. Що входить до узагальненої структурної схеми GPS-приймача?
5. Яка послідовність режимів роботи GPS-приймача?

9 ПОБУДОВА ДЕРЖАВНИХ ГЕОДЕЗИЧНИХ МЕРЕЖ СУПУТНИКОВИМИ МЕТОДАМИ

9.1 Загальні відомості про побудову Державних геодезичних мереж супутниковими методами

Обчислення координат пунктів Державних геодезичних мереж (ДГМ) до 01.01.2007 р. виконувалося у референційній системі координат 1942 р. (СК-42) з наступними вихідними даними:

- референц-еліпсоїд Красовського (велика піввісь – $a = 6378245$ м; стиснення – $\alpha = 1:298,3$);
- висота геоїда в Пулкові над референц-еліпсоїдом дорівнює нулю,
- геодезичні координати центра Пулковської обсерваторії (широта – $B = 59^{\circ}46'15,359''$; довгота від Гринвіча – $L = 30^{\circ}19'28,318''$);
- геодезичний азимут з Пулково на пункт Бугри $\alpha = 121^{\circ}06'42,305''$.

Згідно з Постановою Кабінету Міністрів України від 22 вересня 2004 р. № 1259 «Деякі питання застосування геодезичної системи координат», починаючи з 01.01.2007 р., на території України впроваджено Державну геодезичну референційну систему координат УСК-2000 (скор. від Українська референційна система координат 2000 р.), яка замінила СК-42.

Система координат УСК-2000 отримана від координатної системи ITRS-2000 (від англ. *International Terrestrial Reference System* – Міжнародна загальноземна референційна система) і зафіксована на епоху 2005 р. Тому, коли має місце проведення міжнародних досліджень, в яких приймає участь і Україна, то застосовується міжнародна загальноземна референційна система координат ITRS-2000.

Українська референційна система координат УСК-2000 характеризується такими показниками:

- 1) в якості відлікової поверхні служить поверхня референц-еліпсоїда Красовського з параметрами, що наведені вище;
- 2) масштаб дорівнює масштабу загальноземної системи ITRS-2000;
- 3) осі координат системи орієнтовані паралельно осям координат системи ITRS-2000;
- 4) центр системи координат вибраний таким чином, що забезпечує мінімальне відхилення поверхні референц-еліпсоїда від реальної поверхні Землі на території України.
- 5) GPS-спостереження використовують для подальшого розвитку геодезичних мереж і їх згущення до щільності, що забезпечує вирішення майже всього спектра геодезичних задач:

- при просторовому визначенні координат пунктів УПМ ГНСС та астрономо-геодезичної мережі 1 класу (АГМ-1);
- при подальшому уточненні фігури Землі і розмірів земного еліпсоїда;
- при виконанні топографічних та кадастрових зніманих;
- при роботі на геодинамічних полігонах, де ведуться спостереження за сучасними рухами земної поверхні;
- при вирішенні наукових і інженерно-технічних задач;
- при вирішенні питань господарчої діяльності і оборони країни.

Супутникові методи дозволяють створювати просторові (планові та висотні) мережі одночасно. Далі розглядаються тільки просторові мережі, що створюються супутниковими методами.

У світовій практиці супутникові просторові мережі прийнято поділяти на: 1) глобальні; 2) континентальні; 3) національні; 4) регіональні; 5) локальні.

Зрозуміло, що національні мережі – це ДГМ, а інші – це мережі, що створюються на певних частинах країни (регіональні – на значних за площею територіях; локальні – на значно менших площах). У подальшому мова буде йти про національні, регіональні та локальні мережі.

З використанням методів супутникової геодезії створюється частина пунктів *астрономо-геодезичної мережі 1 класу (АГМ-1)*, яка будується у вигляді однорідної за точністю мережі, що складається з рівномірно розміщених пунктів, віддалених один від одного на 50-150 км. Частина цих пунктів є постійно діючими (перманентними) станціями супутникових спостережень та астрономо-геодезичні обсерваторії, на яких виконується комплекс супутникових, астрономо-геодезичних, гравіметричних та геофізичних спостережень, що забезпечить редукування координатних визначень на єдину епоху з урахуванням релятивістських ефектів, приливних та інших рухів земної кори. Просторове положення пунктів АГМ-1 визначається методом супутникової геодезії з відносною похибкою $A_p:p = 1:10^8$ (A_p – середня квадратична похибка визначення геоцентричного радіуса p пункту АГМ-1). Кожний пункт АГМ-1 має бути пов'язаний супутниковими вимірами не менше ніж з трьома суміжними пунктами цієї мережі. Пункти АГМ-1 повинні бути вставлені в мережі нівелювання 1-го та 2-го класів, що дозволяє визначити перевищення нормальних висот між суміжними пунктами із середньою квадратичною похибкою не більшою за 0,05 м. На кожному пункті АГМ-1 виконують і періодично повторюють визначення відхилень вискових ліній із середньою квадратичною похибкою, рівною 0,5".

Геодезична мережа 2 класу. Пункти розташовуються на відстані від 8 км до 12 км один від одного, а на територіях міст, великих промислових об'єктів – 5-8 км, і визначаються, як правило, супутниковими методами (допускається визначення традиційними методами) із відносною похибкою 1:300 000. Найбільша довжина сторін 20 км, найменша – 5 км. Пункти 2-го класу також мають бути суміщені з геометричним нівелюванням 1-го, 2-го, або 3-го класу, яке забезпечить точність взаємного положення пунктів за висотою із середньою квадратичною похибкою не більше ніж 0,05 м на рівнині, а в гірських районах – 0,2 м.

Геодезична мережа згущення 3 класу будується з метою збільшення кількості пунктів до щільності, яка забезпечує створення знімальної (робочої) основи великомасштабного топографічного та кадастрового знімання. Нові просторові мережі згущення 3-го класу будуються тільки відносними методами супутникової геодезії. Відносне визначення взаємного положення пунктів повинно бути забезпечене з похибкою 1:200 000, а середня квадратична похибка – 0,05 м. Вихідними пунктами побудови є пункти старших класів. Пункти просторової мережі 3 класу (як і 2 класу) повинні бути суміщені з мережами нівелювання 1-го, 2-го або 3-го класів, які забезпечать точність висотного положення пунктів із середньою квадратичною похибкою не більше ніж 0,05 м, а в гірській і важкодоступній місцевості нормальні висоти можуть визначатися, як і в мережі 2-го класу, GPS-нівелюванням, яке виконується відносними супутниковими методами. У цьому випадку середня квадратична похибка пунктів за висотою також не повинна перевищувати 0,2 м, як і для мереж 2-го класу.

Просторові геодезичні мережі спеціального призначення (як локальні, так і регіональні) будують методами супутникової геодезії або традиційними геодезичними методами. Усі геодезичні, астрономо-гравіметричні вимірювання і супутникові спостереження на таких мережах зазвичай виконуються з підвищеною точністю та приводяться до єдиної геодезичної системи координат для використання їх у процесі зрівноваження ДГМ.

Виробничий цикл побудови ДГМ складається з наступних основних циклів робіт:

- проектування мереж;
- рекогностування та побудова геодезичних пунктів;
- спостереження методами супутникової геодезії;
- математична обробка вимірів;
- складання каталогів просторових координат.

Для забезпечення топографічної зйомки встановлюються такі норми щільності пунктів і реперів ДГМ:

1) для зйомки в масштабі 1:25 000 та 1:10 000 – 1 пункт на 30 км², 1 репер на трапецію масштабу 1:10 000;

2) для зйомки в масштабі 1:5 000 – 1 пункт на 20-30 км², 1 репер на 10-15 км²;

3) для зйомки в масштабі 1:2 000 та більше – 1 пункт на 5-15 км², 1 репер на 5-7 км².

9.2 Проектування та рекогносцирування просторових супутникових геодезичних мереж

Основним завданням виконання технічного проектування просторових супутникових геодезичних мереж (СГМ) є оптимальне положення пунктів мереж на місцевості, яке залежить від вартості робіт, задоволення заданої точності та щільності, однорідності та правильної геометрії, тривалого збереження центрів.

Для складання проекту, перш за все, необхідно зібрати дані про фізико-географічні, економічні особливості та раніше виконані геодезичні роботи на даній території. Крім того, Інспекція державного геодезичного нагляду надає матеріали (інформацію) про геодезичні роботи, які були виконані раніше, а саме:

1 – загальний список усіх звітів раніше виконаних робіт, роки виконання, назви організації виконання робіт;

2 – виписки з каталогів координат та висот пунктів, їх класи;

3 – картки закладки центрів;

4 – схеми геодезичних побудов;

5 – дані про системи координат та висот.

Створення проекту мережі виконується на топографічних картах масштабів 1:200 000-1:10 000. На карту наносяться всі існуючі пункти. Нові пункти слід розташовувати у вершинах рівносторонніх трикутників.

Найбільш поширеними методами побудови СГМ є наступні:

1 – радіальний, коли всі пункти мережі координуються з однієї референційної або перманентної станції (рис. 9.1);

2 – мережний метод (або метод замкнутих геометричних фігур), коли вимірювання виконуються на кожній лінії або на кожному пункті мережі (рис. 9.2).

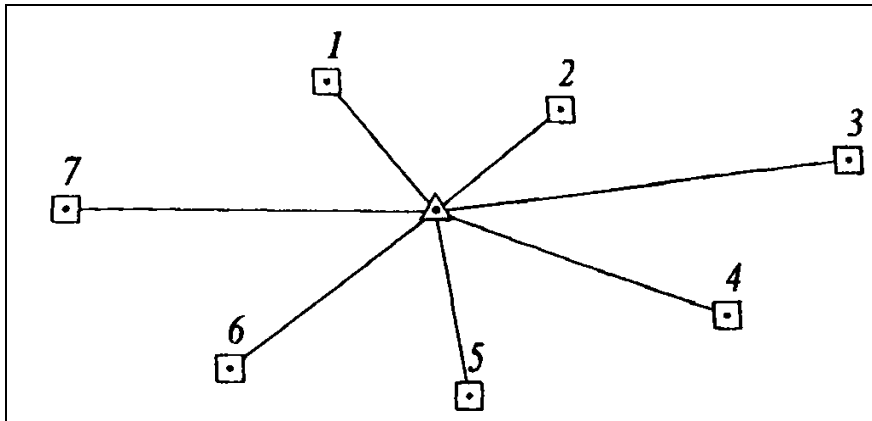


Рисунок 9.1 – Радіальний метод побудови СГМ:
трикутник – референційний (або перманентний) пункт;
квадрати (1-7) – пункти, що визначаються

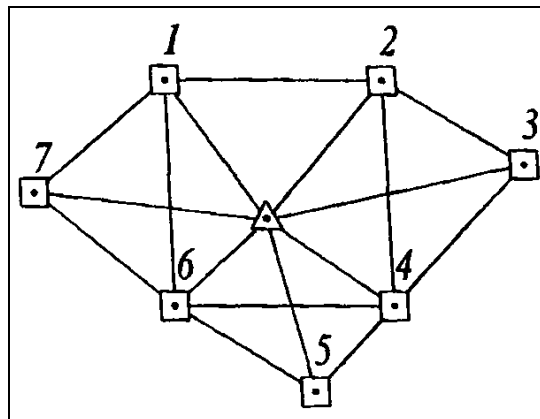


Рисунок 9.2 – Мережний метод побудови СГМ (однорангова мережа):
трикутник – референційний (або перманентний) пункт;
квадрати (1-7) – пункти, що визначаються

Недоліками радіального методу (рис. 9.1) є неминуче виникнення довгих векторів і відсутність контрольних вимірів, а перевагою – є те, що можна виконувати побудову одним приймачем і те, що побудована мережа буде однорідна за точністю. Контролем у такій мережі можуть бути тільки незалежні виміри іншими приладами та від інших відомих точок.

Критерій точності та надійності підвищується, якщо організовані мережні методи побудови СГМ (рис. 9.2). На практиці застосовують наступні дві технології мережних побудов:

- 1 – повторного вимірювання на пунктах, для яких задається кількість обов'язкового повторного вимірювання на кожній мережі;
- 2 – обов'язкового вимірювання кожної лінії мережі.

Щоб позбутися довгих векторів потрібні декілька референцних пунктів, але в даному випадку виникають різнотонні (багаторангові) мережі (рис. 9.3). Крім того, для організації декількох референцних пунктів необхідно мати декілька GPS-приймачів.

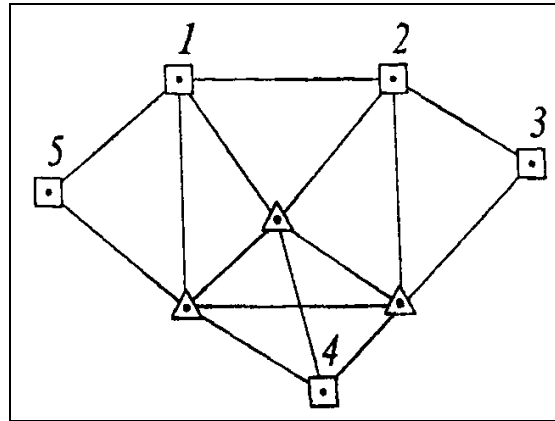


Рисунок 9.3 – Мережний метод побудови СГМ (багаторангова мережа):
 трикутники – референсні (або перманентні) пункти;
 квадрати (1-5) – пункти, що визначаються

Під час проектування СГМ з метою висотної прив'язки необхідно передбачити включення в мережу мінімум чотирьох висотних реперів відповідного класу. З метою підвищення надійності та контролю визначення параметрів переходу між ETRS-89 (скор. від англ. European Terrestrial Reference System 1989 – Європейська земна референцна система 1989 р.) та СК-42 рекомендується включати в СГМ вже існуючі пункти ДГМ того ж або вищого класу, розташовані на території робіт і визначені тільки в системі координат СК-42. Крім того, вибір методу побудови СГМ залежить від вимог до точності визначення положення пунктів (див. табл. 9.1.)

Для визначення положення пунктів СГМ застосовують три основні типи мереж:

- тип замкнутої геометричної мережі (рис. 9.4, а);
- тип радіальної мережі з контролем (рис. 9.4, б);
- комбінація статичного і псевдокінематичного методів (рис. 9.4, в).

При типі замкнутої геометричної мережі ведеться послідовне спостереження суміжних пунктів і здійснюється перехід по замкнутій кривій від одного пункту до іншого.

Польове рекогносцирування пунктів мережі проводиться на основі затвердженого технічного проекту.

Таблиця 9.1 – Вимоги до точності визначення положення геодезичних пунктів СГМ за допомогою GPS-приймачів

| Кількість частот | Довжина бази, D , км | Кількість супутників | Тривалість сесії, хв. | Точність визначення, $(10^{-6} \cdot D)$, мм |
|----------------------|------------------------|----------------------|-----------------------|---|
| Статичне знімання | | | | |
| Одна | 1 | 4 | 30 | 5-10 |
| | | 5 | 15 | |
| | 5 | 4 | 60 | 5 |
| | | 5 | 30 | |
| | 10 | 4 | 90 | 4 |
| | | 5 | 60 | |
| 30 | 4 | 120 | 3 | |
| | 5 | 90 | | |
| Кінематичне знімання | | | | |
| Одна | 2 | 5 | 0,1 | 10 |
| Дві (P-код) | 100 | 5 | 0,1 | 3 |

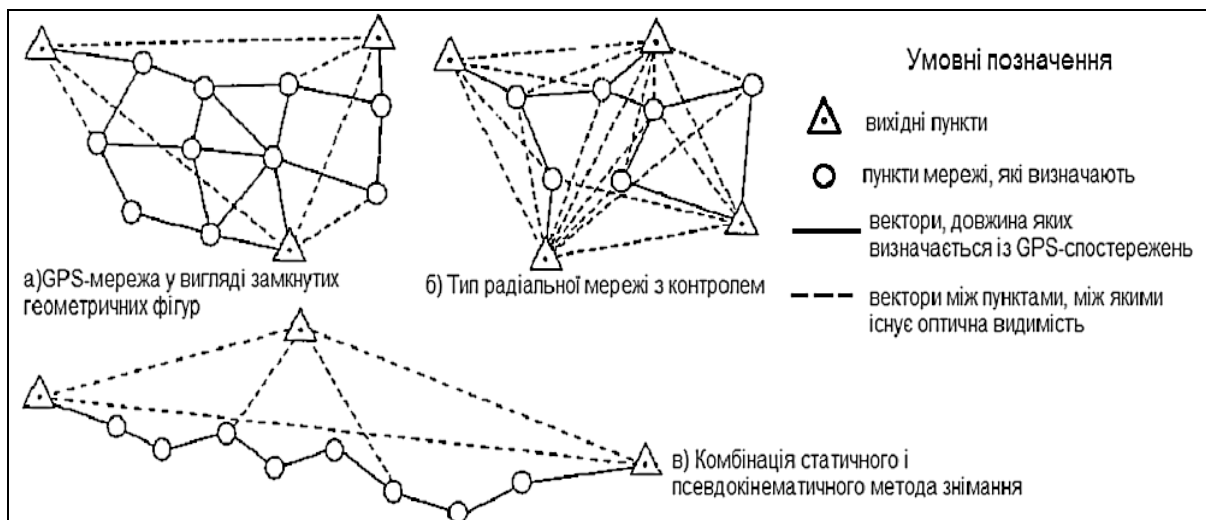


Рисунок 9.4 – Основні типи мереж для визначення положення пунктів СГМ

Рекогносцирування розпочинається з відшукування на місцевості та обстеження стану існуючої геодезичної основи (пунктів ДГМ), до якої планується прив'язування нових пунктів, а також оцінюється:

- 1 – стан пункту;
- 2 – збереженість пункту;
- 3 – порушення зовнішнього оформлення пункту;
- 4 – стан споруд, у які закладені стінні знаки;
- 5 – наявність і розмір тріщин у стінах;
- 6 – видимі зміщення фундаменту.

Репери, закладені в зруйновані споруди, або споруди з видимими деформаціями, розташовані біля залізничних шляхів, вважають нестійкими. До нестійких відносяться також репери, закладені в споруди, навколо яких є значна вологість або які закладені в місцевість з штучним чи природним зволоженням ґрунту, у торф'яниках і т. п.

Рекогносцирувальна бригада виконує наступні відновлювальні роботи:

- бетонування відколеного кута пілона;
- наносить протиерозійну суміш на марку та верхню частину репера;
- відновлює розпізнавальний знак та стовп із охоронним написом, а також зовнішнє оформлення.

Важливим завданням рекогносцирування є уточнення на місцевості місць закладання нових реперів. Доцільно поєднувати рекогносцирування з закладанням нових пунктів. Пункти для супутникових спостережень обирають з дотриманням наступних вимог:

- відсутність на висоті не менш ніж 15° над горизонтом перешкод для проходження радіосигналів;
- відсутність поблизу пункту відбиваючих поверхонь (металеві дахи, водні поверхні, рекламні щити, металеві огорожі тощо);
- відсутність поблизу пункту СГМ джерел електромагнітного та радіовипромінювання;
- віддаленість від доріг (з точки зору безпеки та впливів вібрації під час спостережень).

Окрім пунктів СГМ, на відстані 500-1000 м закладаються два орієнтирні пункти, на які забезпечується видимість («земля-земля»). Якщо неможливе виконання супутникових спостережень над центром знака допускається встановлення антени GPS-приймача поза центром пункту, але елементи приведення повинні бути мінімальними, а під час висотної прив'язки має бути можливість передачі висоти на антену GPS-приймача геометричним нівелюванням.

У результаті виконання рекогносцирування, будівельних робіт подаються такі документи:

- остаточна схема СГМ;
- уточнені схеми ліній прив'язки, а також передачі висот через водні перешкоди;
- акти обстеження та оновлення пунктів;
- карти рекогносцирування, обстеження, оновлення та побудови геодезичних пунктів;
- акти втрати пунктів;
- акти перезакладання центрів;
- акти здачі пунктів на зберігання.

За результатами рекогносцирування складається кінцевий проект СГМ і загальна програма виконання робіт із зазначенням супутникових технологій, якими будуть виконуватися вимірювання. Ці дані подаються в технічному звіті про результати рекогносцирування та закладання знаків.

Графік виконання та завершення робіт створюється відповідно до об'ємів робіт і можливостей виконавця. Кошторис на виконання робіт складається згідно з діючими нормативними документами.

9.3 Складання робочого проекту створення СГМ

Перед виїздом на польові роботи по створенню нової СГМ на основі технічного завдання і технічного звіту складається робочий проект спостереження мереж, який затверджується в робочому порядку.

У робочому проекті детально висвітлюються два наступні розділи: «Організація робіт» і «Польові роботи».

Вихідними даними для складання робочого проекту (крім технічного завдання проекту, звіту про рекогносцирування та закладання пунктів) є максимальна кількість приймачів, їх типи та, відповідно, кількість виконавців-спостерігачів і кількість одиниць транспорту.

Під час складання графічної частини робочого проекту на картах більш великого масштабу, ніж у технічному проекті, наносять пункти супутникової мережі, вибрані як основні, а також резервні. На тих самих картах вибирають оптимальні шляхи переміщення між пунктами і на їх основі складають схему переміщень на об'єкті робіт із відзначенням місць і часу зустрічі для концентрації інформації, місць переправ через водні перешкоди, схеми радіозв'язку тощо.

Якщо на території проектування СГМ є достатньо пунктів ДГМ для розвитку полігонометричних та нівелірних мереж, то в якості вихідних пунктів не передбачається проектування GPS-пунктів, а для прив'язки даних допускається використати існуючі пункти ДГМ (див. рис. 9.5).

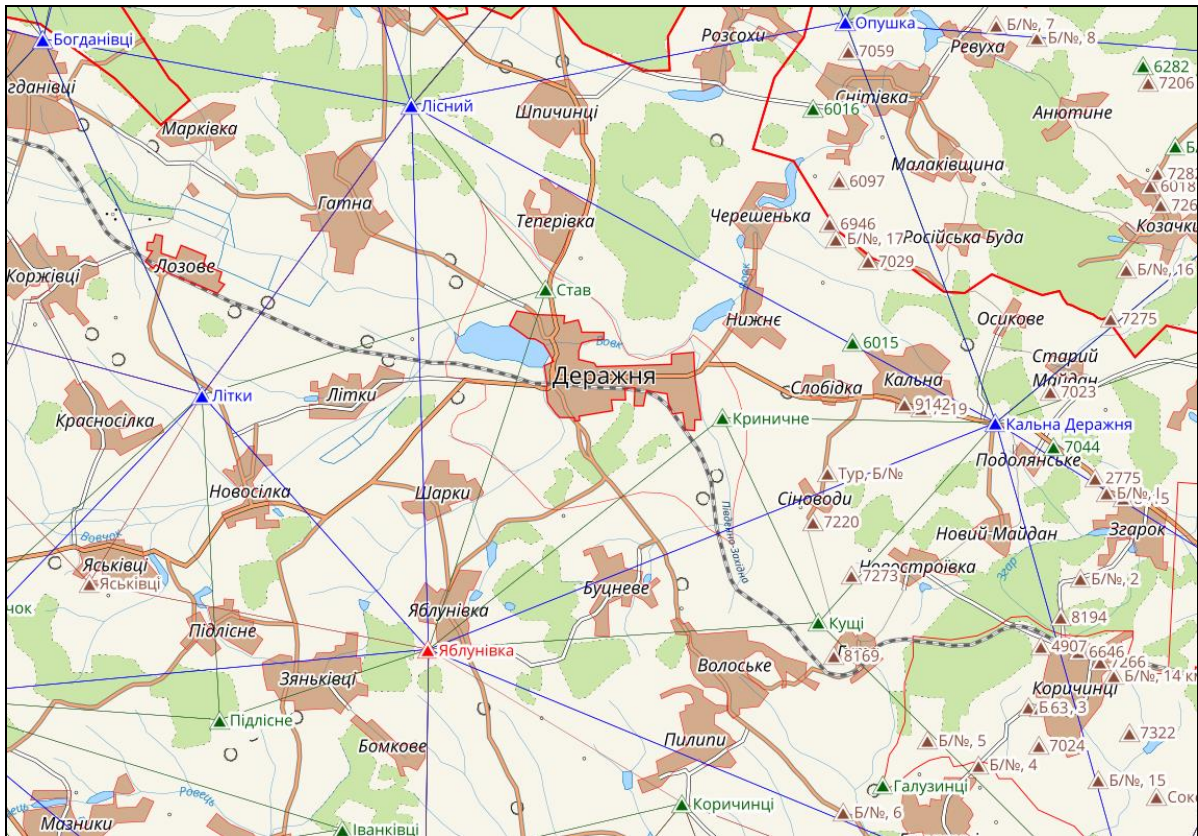


Рисунок 9.5 – Приклад фрагменту карти з позначенням розташування існуючих пунктів ДГМ, які можуть бути використані для проектування СГМ: **Яблунівка** – пункт триангуляції I класу; **Богданівці, Кальна Деражня, Лісний, Літкі, Опушка** – пункти триангуляції II класу; **Вовчок, Галузинці, Іванківці, Коричинці, Криничне, Куці, Підлісне, Став** – пункти триангуляції III класу

За допомогою програм, що входять в GPS-приймачі, уточнюють методи побудови і будують графіки зниження геометричного чинника на пункті СГМ (рис. 9.6), який у міжнародній термінології позначають коефіцієнтом DOP (скор. від англ. Dilution of Precision – «погіршення точності»).

Величина DOP не може бути менша за 1, але чим вона менша, тим краще (див. рис. 9.6).

У зв'язку з тим, що період обертання супутника навколо Землі складає приблизно 12 годин, ці графіки повторюються з такою ж періодичністю.

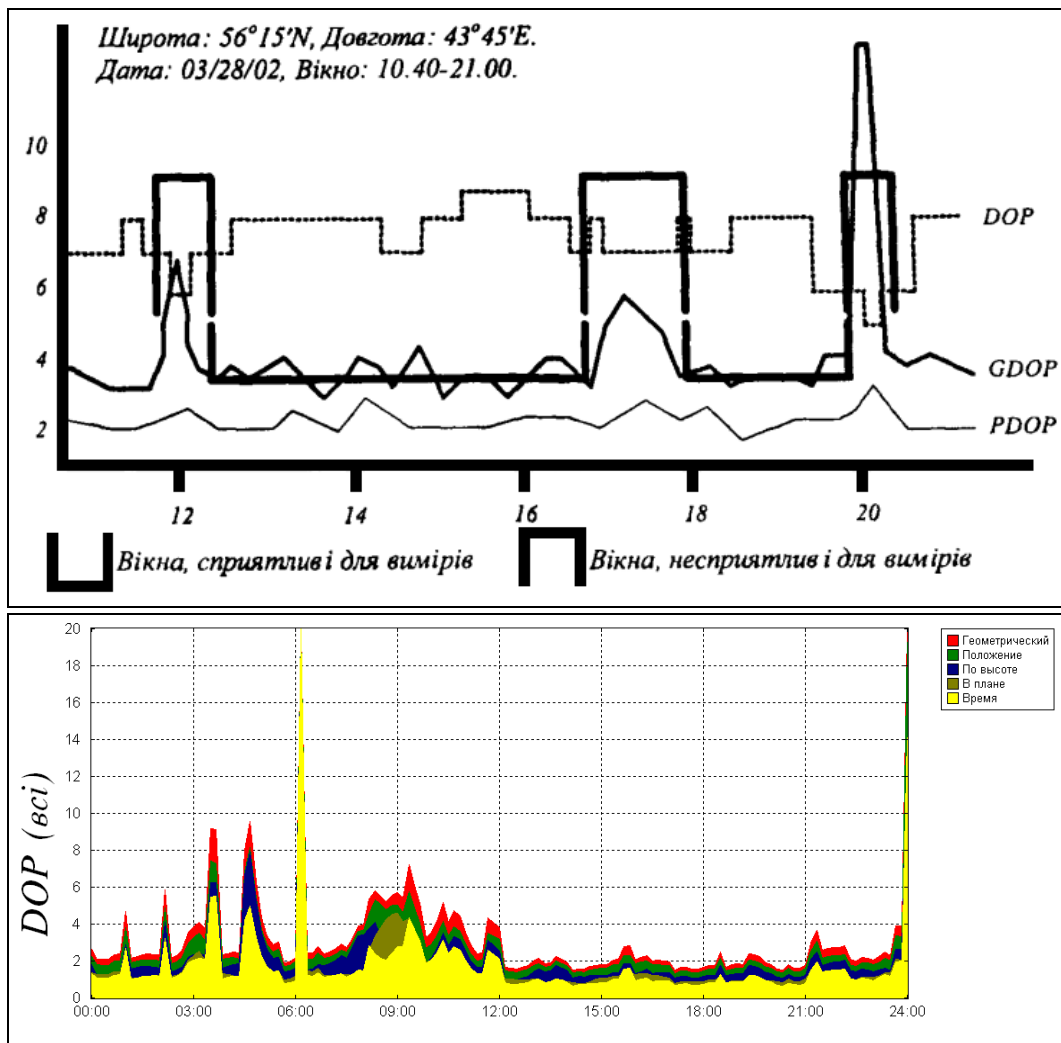


Рисунок 9.6 – Приклади графіків мінливості геометричного чинника на пункті СГМ: *DOP* – Dilution of Precision (коефіцієнт погіршення точності); *GDOP* – Geometrical Dilution of Precision (просторово-часовий коефіцієнт погіршення точності); *PDOP* – Position Dilution of Precision (просторовий (координатний) коефіцієнт погіршення точності)

Зазвичай включення GPS-приймачів проектують на нічний період доби, який є найбільш сприятливим для супутникових спостережень, а денний період доби використовують для переміщення по об'єкту.

Попередньо з'ясовують інтервали часу зі сприятливими GDOP на кожну добу на період спостережень. Ці інтервали уточнюють з отриманням нового альманаху ефемерид – екстрапольованих (прогнозних) параметрів орбіт супутників.

За наявності великомасштабних карт складають абрис (діаграми) перешкод на пункті СГМ (рис. 9.7).

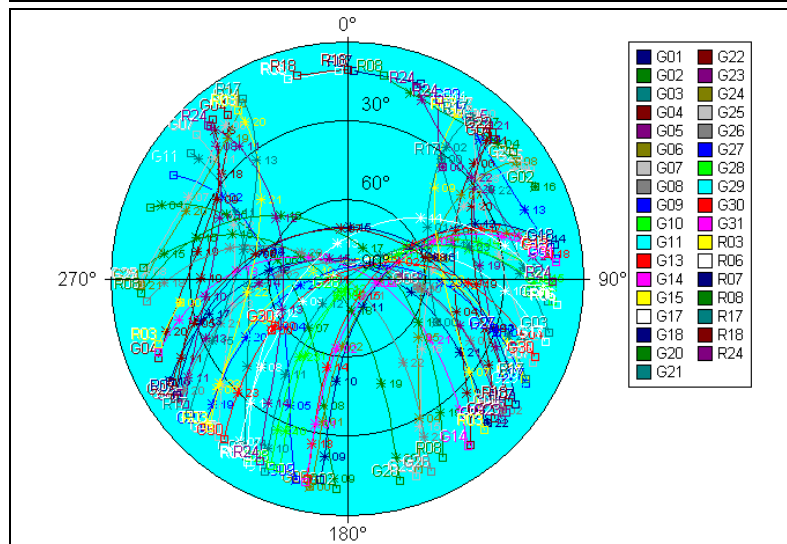
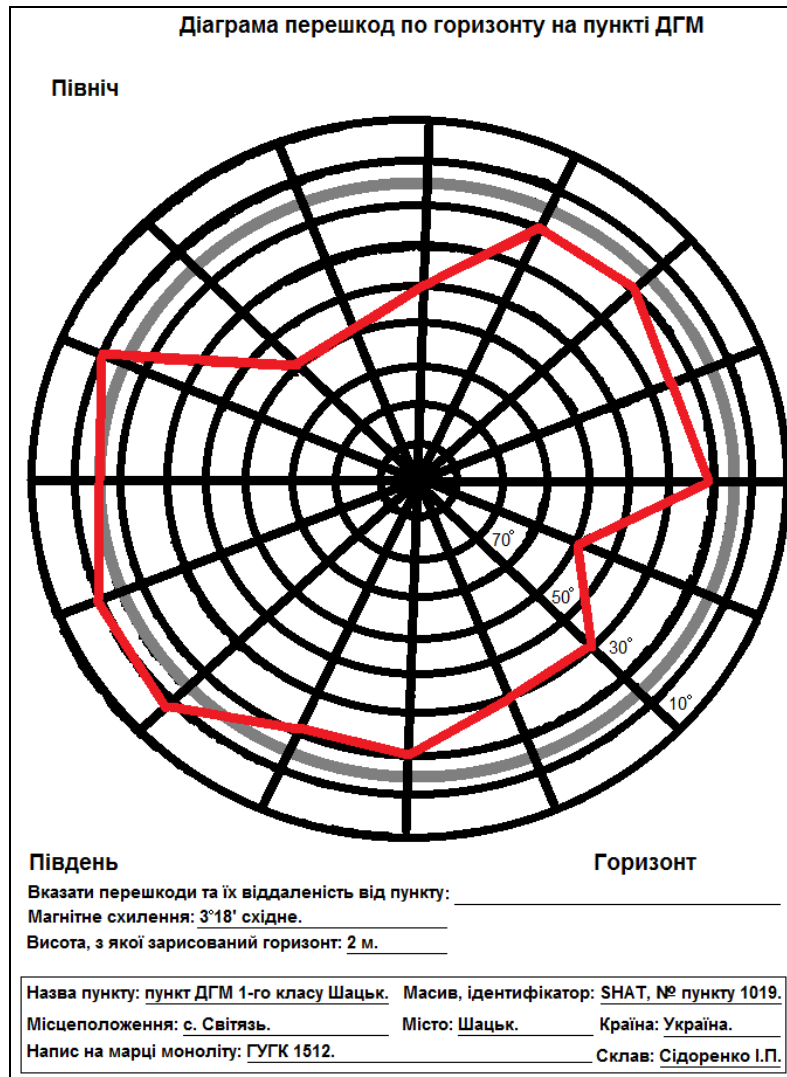


Рисунок 9.7 – Приклади діаграм перешкод по горизонту на пунктах СГМ: зверху – на пункті ДГМ № 1019; знизу – на пункті тріангуляції II класу Кальна Деражня при куті відсічки 10° (G01-G11, G13-G15, G17, G18, G20-G31, R03, R06-R08, R17, R18, R24 – позначення супутників та їх траєкторій)

Під час камерального визначення перешкод навколо пункту СГМ на плані масштабу 1:5 000-1:500 транспортиром визначають азимути з пункту на найближчі точки перешкод з урахуванням, зближення ліній сітки та схилення магнітної стрілки. Точність азимута має бути не більше ніж 20'. Крім того, визначають величину вертикального кута.

Якщо великомасштабних планів на район робіт немає, то абрис складають під час рекогносцирування.

Перед початком виконання супутникових спостережень на пунктах СГМ складають програму спостережень на окремих пунктах або програму спостереження на кожний день (див. приклад плану організації сесій на один день у табл. 9.2).

Таблиця 9.2 – Приклад програми спостережень на один день

| Номера сесій | Час спостережень | Приймачі | I | II | III | IV | V |
|--------------|------------------|----------------|------|------|------|------|------|
| | | Спостерігачі | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 1 | 09:35-11:00 | Номера пунктів | 1573 | 1574 | 1575 | 1019 | 1706 |
| 2 | 11:20-12:40 | | 1256 | 1261 | 1576 | 1019 | 1012 |
| 3 | 13:15-14:15 | | 1672 | 1670 | 1671 | 1019 | 1708 |
| 4 | 14:35-15:30 | | 1674 | 1654 | 1801 | 1019 | 1673 |
| 5 | 15:55-16:30 | | 1800 | 1702 | 1907 | 1019 | 1704 |

У наведеному вище прикладі (див. табл. 9.2) програмою на один день заплановано 5 сесій, тому приймачів і виконавців також по 5. Мережа, що спостерігається, має один референційний пункт з номером 1019. Цей пункт є базою, тому GPS-приймач з номером IV виконує спостереження на ньому без переїздів. Інші 20 пунктів є роверними (табл. 9.2), тому GPS-приймачі з номерами I, II, III та V змінюють свої місцеположення між сесіями.

Час виконання першої сесії обирають з урахуванням необхідності одночасного виконання умови видимості та геометричної конфігурації сузір'я супутників на всіх пунктах, які задіяні в сесії. Враховуючи це, тривалість спостережень цієї сесії має перевищувати тривалість вимірювання будь-якого вектора. Загальна тривалість вимірювання будь-якого вектора складається з часу, необхідного для виконання наступних операцій:

- 1) відшукування центру – 10-15 хв.;
- 2) встановлення та підключенім приймача – 5-10 хв.;
- 3) ініціалізація приймача – до 10 хв.;
- 4) безпосередні вимірювання – згідно з розрахунками;
- 5) згортання приймача та підготовлення до перевезення – 5-10 хв.

Тривалість статичних спостережень за допомогою GPS-приймача мають виконуватися згідно з діючими нормативними вимогами (табл. 9.3).

Таблиця 9.3 – Діючі вимоги до тривалості статичних супутникових спостережень за допомогою GPS-приймача

| Клас Державної геодезичної мережі | Відстані між пунктами, км | Тривалість статичних супутникових спостережень | Примітка |
|-----------------------------------|---------------------------|--|---|
| 1-й | 150-300 | 5-6 діб | Фундаментальна мережа |
| | 50-150 | 1-3 доби | Пропорційно довжині вектора |
| 2-й | 10-20 | 2,5 год. | Двочастотний GPS-приймач |
| | 5-10 | від 30 хв. до 1 год. | Двочастотний GPS-приймач (пропорційно довжині вектора) |
| | 5-10 | 1-1,5 год. | Одночастотний GPS-приймач (пропорційно довжині вектора) |
| 3-й | 2-10 | 15-30 хв. | Двочастотний GPS-приймач (пропорційно довжині вектора) |
| | 2-10 | від 20 хв. до 1 год. | Одночастотний GPS-приймач (пропорційно довжині вектора) |

Пояснююча записка до робочого проекту повинна включати наступні матеріали:

- проектні роботи із зазначенням усіх пунктів і реперів, які задіяні в спостереженнях, а також всіх векторів, що підлягають вимірюванню;
- програма робіт на об'єкті з відображенням періоду та часу роботи на пункті, маршрутів переміщення на об'єкті;
- роздруковані графіки зниження геометричного фактора, а також графіки-зариси (абрис) на пунктах, що мають перешкоди;
- технологія виконання робіт з обґрунтуванням вибору методу вимірювання та часу спостереження на пунктах.

Окремим розділом робочого проекту є проектування висотного прив'язування мережі.

9.4 Підготування комплексу приладів до польових GPS-вимірів

Перед виїздом на польові роботи (GPS-виміри) керівник цих робіт проводить інструктаж з усіма керівниками бригад і видає кожній бригаді робочий проект або відповідні виписки з нього.

Для виконання робіт кожна бригада укомплектовується приладами, необхідними для виконання польових робіт, обладнанням і матеріалами.

Нижче наведений детальний список усього необхідного обладнання:

- автомобіль (бажано підвищеної прохідності);
- приймач із комплектом допоміжного обладнання;
- додатковий запам'ятовуючий пристрій;
- 2-а комплекти кабелів;
- 2-а акумулятори (із комплекту приймача або автомобільні);
- зарядний пристрій для акумуляторів;
- переговорний пристрій з 2-а акумуляторами (один запасний із зарядним пристроєм до нього);
- штатив;
- оптичний центрир;
- комплекс метеорологічних приладів (повірений психрометр (з «сухим» і «змоченим» термометрами) та барометр-анероїд);
- оптичний теодоліт (30") для знімання елементів приведення під час встановлення антени приймача поза центром;
- нівелір із рівнем або компенсатором;
- складна шашкова рейка з рівнем;
- ліхтарики;
- бусоль;
- рулетка 20 м;
- інструменти для дрібного ремонту та юстування приладів;
- комплект карт масштабу 1:50 000-1:25 000 на район вимірювання;
- робочий проект мережі (або виписка з нього) зі схемами та списком пунктів, на яких будуть виконуватися спостереження та прив'язування, графіки виконання вимірювання та інформацію про доїзди до них;
- картка рекогностування, обстеження й оновлення, а також побудови геодезичних пунктів (реперів);
- журнали супутникових спостережень;
- лист графічного та аналітичного визначення елементів центрування антени супутникового приймача;
- медична аптечка для надання першої допомоги.

Перед початком польового сезону супутникові приймачі повинні пройти еталонування на взірцевих базисах або метрологічних полігонах. Повторно еталонування виконується після кожного сильного струсу або ремонту антен і радіочастотних блоків приймача.

Під час транспортування та перенесення приймач потрібно оберегти від ударів та пошкодження.

Запам'ятовуючі пристрої, які входять у комплект GPS-приймача, необхідно зберігати в сухому місці та оберегти від температурних впливів, ударів, згинів, слідкувати, щоб поверхня роз'ємів була чистою і не запиленою.

9.5 Загальні відомості про опрацювання GPS-вимірів

У процесах опрацювання топографо-геодезичної інформації, зібраної GPS-приймачами, розрізняють попереднє та кінцеве опрацювання. Часто в попередньому опрацюванні виділяють так зване первинні опрацювання. До первинного опрацювання інформації відносять обчислення, що виконуються безпосередньо в процесі вимірювання. Цей етап дозволяє контролювати дані в польових контролерах (приймачах) та контролювати:

- наявність видимості неба (відсутність перешкод);
- наявність необхідного числа супутників;
- допустимість геометричного фактора;
- визначення координат у навігаційному режимі.

Попереднє опрацювання виконується з використанням стандартного програмного забезпечення фірми-виробника супутникових приймачів.

Більшість сучасних програм камерального опрацювання вимірів (пост-опрацювання) розділяються за методами опрацювання на:

- обчислення окремих ліній;
- багатоточкові розв'язки.

Метод *обчислення окремих ліній* є найбільш розповсюдженим і його доцільно застосовувати під час виконання попереднього опрацювання, навіть коли програмний пакет дає можливість реалізувати багатоточкові розв'язки. Справа в тому, що на цій стадії опрацювання, зазвичай, впливає значна кількість грубих похибок, а методом багатоточкового розв'язку їх виключити складно.

Програмне забезпечення для опрацювання окремих ліній забезпечує кращий контроль і локалізацію неякісно виміряних ліній. Як правило, точність цих ліній суттєво гірша, ніж середня точність на цьому об'єкті робіт.

Іншим методом контролю є контроль по замкнених побудовах: трикутниках, векторних ходах між відомими точками.

Якщо сума приростів координат по даному векторному ходу відповідає паспортній точності приладу, то лінії, що увійшли в цю побудову, виміряні якісно. Загальний алгоритм обчислення методом окремих ліній подано на рис. 9.8.

Перед початком обробки результатів супутникових спостережень їх переписують на ПК або НБ. Переписування даних виконують за допомогою відповідного кабелю, який з'єднує ПК або НБ із GPS-приймачем, або карт пам'яті, які зчитуються ПК або НБ.

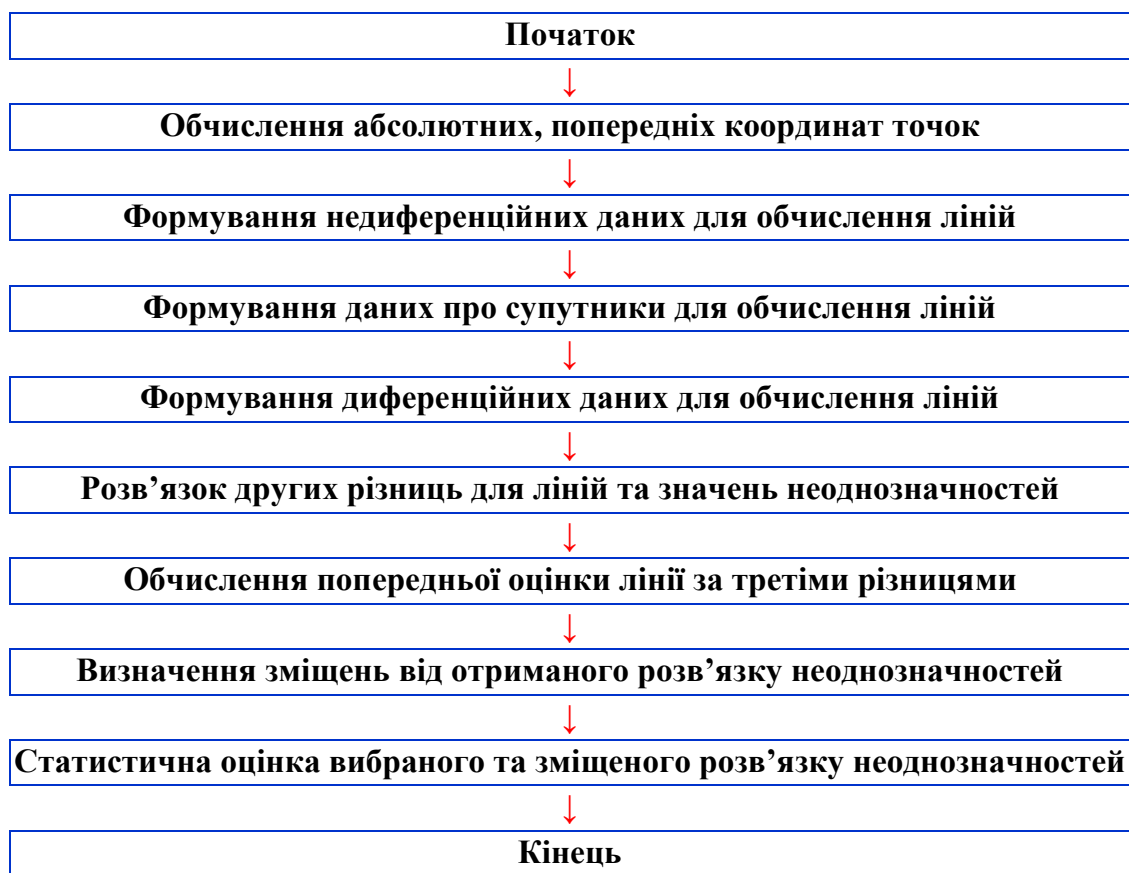


Рисунок 9.8 – Загальний алгоритм обчислення окремої лінії

Формат даних спостережень різних форм і з різних супутників суттєво відрізняються. Для стандартизації результатів вимірювання був створений формат обміну даних RINEX (скор. від англ. Receiver Independent Exchange) – уніфікований текстовий запис результатів спостережень, який зчитується будь-яким програмним забезпеченням усіх фірм-виробників супутникових GPS-приймачів.

Формат RINEX складається з трьох файлів:

- файл віддалемірних даних;
- файл метеорологічних даних;
- файл навігаційних повідомлень.

Кінцеве опрацювання має своєю ціллю отримання готової продукції каталогів координат. Це означає, що під час кінцевих обчислень виконується:

- зрівноваження мереж;
- обчислення координат у національній системі координат (еліпсоїд Красовського);
- обчислення координат у Європейській системі координат;
- виконання супутникових координатних обчислень під час розв'язку різноманітних завдань, наприклад, геодинамічних, які пов'язані з переходом від «статичної» геодезії до «динамічної» геодезії;
- застосування супутникових технологій у прикладній геодезії;
- виконання аерознімання з використанням супутникових технологій, що приводять до виключення прив'язування аерознімків;
- застосування супутникових технологій у морській геодезії;
- застосування супутникових технологій при різному спеціалізованому зніманні.

Питання для самоперевірки до теми № 9

1. Як у світовій практиці поділяють супутникові просторові мережі та яким чином цей поділ ув'язується з Державними геодезичними мережами України?

2. До пунктів якої мережі Державної геодезичної мережі України належать перманентні станції супутникових спостережень?

3. Які системи координат використовуються в космічній геодезії для побудови Державних геодезичних мереж супутниковими методами?

4. Які методи побудови супутникових мереж є найбільш поширені та рекомендується для застосування в Україні та що входить до складу робочого проекту створення супутникової геодезичної мережі?

5. Що входить до комплексу приладів і обладнання для виконання польових GPS-вимірів та який загальний алгоритм обчислення окремої лінії?

10 ВИКОРИСТАННЯ ДЕРЖАВНОЇ ГЕОДЕЗИЧНОЇ РЕФЕРЕНЦНОЇ СИСТЕМИ КООРДИНАТ УСК-2000 ПРИ ЗДІЙСНЕННІ РОБІТ ІЗ ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ПЕРЕТВОРЕННЯ КООРДИНАТ З ОДНІЄЇ СИСТЕМИ В ІНШУ

«Порядок використання Державної геодезичної референцної системи координат УСК-2000 при здійсненні робіт із землеустрою» (далі – Порядок) затверджений наказом Міністерства аграрної політики та продовольства України від 02.12.2016 р. № 509. Даний Порядок визначає механізм використання Державної геодезичної референцної системи координат УСК-2000 при здійсненні робіт із землеустрою та є обов'язковим для використання розробниками документації із землеустрою.

10.1 Загальні положення

Використання Державної геодезичної референцної системи координат УСК-2000 проводиться з дотриманням таких принципів:

- використання міжнародного досвіду впровадження геодезичних референцних систем координат;
- застосування строгих математичних методів забезпечення координатних операцій перетворення та трансформування координат від малоточних систем координат до високоточних;
- врахування адміністративно-територіального устрою України;
- використання існуючої нормативно-технічної та програмно-методичної інфраструктури ведення Державного земельного кадастру.

Терміни у зазначеному вище Порядку вживаються у наступних значеннях:

геодезична інформація – інформація про пункти ДГМ, яка включає опис їх центрів, місцезнаходження, значення координат, висот і вимірів, якими вони зв'язані із суміжними геодезичними пунктами;

геодезична площа геопросторового об'єкта – площа геопросторового об'єкта, визначена за координатами поворотних точок меж та віднесена на поверхню референц-еліпсоїда;

місцеві системи координат (далі – МСК) – системи координат, однозначно зв'язані з Державною геодезичною референцною системою координат УСК-2000 та встановлені на території країни;

паспорт МСК – сукупність технічних характеристик місцевої системи координат;

площа геопросторового об'єкта – офіційна площа об'єкта, встановлена в документації із землеустрою;

ITRS (International Terrestrial Reference System) – Міжнародна земна референсна система, реалізована Секцією координатної основи Центрального бюро Міжнародної служби обертання Землі;

ITRF2000 (International Terrestrial Reference Frame 2000) – Міжнародна земна референсна система на епоху 2000 р.;

ETRS89 (European Terrestrial Reference System 1989) – Європейська земна референсна система 1989 р.;

WGS-84 (World Geodetic System 1984) – Світова геодезична система координат 1984 р.;

RTK (Real Time Kinematic) – режим спостережень глобальної навігаційної супутникової системи (далі – ГНСС), який дає змогу визначати місцеположення пунктів точок у реальному часі.

10.2 Системи координат, які застосовуються при здійсненні робіт із землеустрою

Координатною основою при здійсненні робіт із землеустрою є Державна геодезична референсна система координат УСК-2000 (далі – система координат УСК-2000). Система координат УСК-2000 встановлюється за умови паралельності її осей просторовим осям системи ITRS. За поверхню відліку в системі координат УСК-2000 приймається референц-еліпсоїд Красовського. Система координат УСК-2000 має однозначний геодезичний зв'язок із системою ITRS/ITRF2000.

Нормальні висоти геодезичних пунктів визначаються в Балтійській системі висот 1977 р., вихідним початком якої є нуль Кронштадтського футштока. Система координат УСК-2000 на місцевості закріплена пунктами ДГМ.

Геодезичною основою при здійсненні робіт із землеустрою є:

- пункти ДГМ 1-3 класів;
- пункти геодезичних мереж згущення (далі – ГМЗ) 4 класу, 1 та 2 розрядів;
- пункти знімальної геодезичної мережі.

Координати пунктів ДГМ, ГМЗ та поворотних точок меж геопросторових об'єктів визначаються:

– геодезичними (еліпсоїдальними) координатами – широта (B), довгота (L), висота (H);

– прямокутними координатами (x, y) в проекції Гаусса-Крюгера в системі координат УСК-2000 або місцевих системах координат, що однозначно зв'язані із системою координат УСК-2000.

10.3 Використання системи координат УСК-2000 при здійсненні робіт із землеустрою

Роботи із землеустрою виконуються в системі координат УСК-2000 або місцевих системах координат (МСК-2000), однозначно зв'язаних із системою координат УСК-2000. Паспорти місцевих систем координат затверджуються наказами Державної служби України з питань геодезії, картографії та кадастру на територію Автономної Республіки Крим, території областей, міст Києва і Севастополя. Місцеві системи координат застосовуються для ведення державного земельного кадастру на території, на яку поширюється відповідна система координат.

Картографічні матеріали та документація із землеустрою, які створені в системах координат СК-42, СК-63 та місцевих системах координат, утворених від них, переводяться в систему координат УСК-2000 або місцеву систему координат, однозначно зв'язану із системою координат УСК-2000.

Комплекс польових робіт із землеустрою включає:

– побудову ГМЗ 4 класу, 1 та 2 розрядів;
– створення знімальної геодезичної мережі;
– знімання на місцевості об'єктів кадастру;
– оброблення та оформлення матеріалів виконаних польових геодезичних робіт.

Координати пунктів ГМЗ визначаються:

– спостереженнями ГНСС;
– ГНСС у статичному режимі;
– побудовою лінійно-кутових мереж, прокладанням полігонометричних ходів 4 класу, 1 та 2 розрядів.

Знімальна геодезична мережа створюється з метою згущення ДГМ та ГМЗ до щільності, що забезпечує виконання знімання геопросторових об'єктів.

Координати пунктів знімальної геодезичної мережі визначаються:

- спостереженнями ГНСС у статичному режимі;
- спостереженнями ГНСС у режимі мережевого RTK;
- побудовою лінійно-кутових мереж та прокладанням полігонометричних ходів.

Апаратура супутникових радіонавігаційних систем для знімання геопросторових об'єктів використовується відповідно до *«Порядку використання апаратури супутникових радіонавігаційних систем під час проведення топографо-геодезичних, картографічних, аерофотознімальних, проектних, дослідницьких робіт і вишукувань та кадастрових зйомок»*, затвердженого постановою Кабінету Міністрів України від 13 липня 1998 р. № 1075. Знімання геопросторових об'єктів на місцевості виконується методами, визначеними *«Інструкцією з топографічного знімання у масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000 та 1:500 (ГКНТА-2.04-02-98)»*, затвердженою наказом Головного управління геодезії, картографії та кадастру при Кабінеті Міністрів України від 9 квітня 1998 р. № 56, та *«Інструкцією про встановлення (відновлення) меж земельних ділянок в натурі (на місцевості) та їх закріплення межовими знаками»*, затвердженою наказом Державного комітету України із земельних ресурсів від 18 травня 2010 р. № 376.

Під час використання супутникових геодезичних приймачів ГНСС для визначення точок знімальної основи та зйомки геопросторових об'єктів із застосуванням технологій RTK розробниками документації із землеустрою перевіряється диференційне поле координатних поправок, які задаються мережами ГНСС. Контроль диференційного поля координатних поправок під час роботи з використанням технологій RTK здійснюється не менше ніж на двох найближчих пунктах ДГМ і ГМЗ, координати яких отримуються у адміністратора банку геодезичних даних.

Розбіжність у значеннях координат контрольних пунктів не повинна перевищувати: 0,1 м – у містах обласного значення, 0,2 м – в інших містах і селищах, 0,3 м – у сільських населених пунктах, 0,5 м – за межами населених пунктів.

Обробка матеріалів зйомок при виконанні робіт із землеустрою здійснюється в системі координат УСК-2000 або в місцевій системі координат, однозначно зв'язаній із системою координат УСК-2000.

Під час обробки лінійно-кутових вимірювань вводиться поправка у виміряні напрями та лінії за перехід на площину Гаусса-Крюгера.

Поправка в горизонтальне направлення D_{12} за кривизну зображення геодезичної лінії на площині Гаусса-Крюгера обчислюється за формулою:

$$D_{12} = 0,00253 y_n D_x = 0,00253 \cdot \left| \frac{(y_1 - 300000) + (y_2 - 300000)}{2} \right| \cdot (x_1 - x_2), \quad (10.1)$$

де x_1, y_1 – прямокутні координати початкової точки лінії;

x_2, y_2 – прямокутні координати кінцевої точки лінії;

y_n – обчислюється за формулою:

$$y_n = \left| \frac{(y_1 - 300000) + (y_2 - 300000)}{2} \right|, \quad (10.2)$$

D_x – обчислюється за формулою:

$$D_x = x_1 - x_2. \quad (10.3)$$

Поправка в лінію Dd_{12} за перехід на площину Гаусса-Крюгера обчислюється за формулою:

$$Dd_{12} = \frac{y_n^2}{2R_n^2} S, \quad (10.4)$$

де S – горизонтальна віддаль вимірної лінії;

R – середній радіус кривизни еліпсоїда Красовського, який для території України становить 6378 кілометрів.

Для обробки супутникових геодезичних спостережень використовують прикладне програмне забезпечення виробників приймачів ГНСС.

Перехід від просторових прямокутних координат X, Y, Z у системах координат ITRS/ITRF2000 до просторових прямокутних координат X, Y, Z в системі координат УСК-2000 виконується за методом Гельмерта з використанням таких наближених параметрів:

$\Delta X = -24,322$ м, $\Delta Y = 121,372$ м, $\Delta Z = 75,847$ м – величини зміщення центра системи координат ITRS/ITRF2000 відносно центра системи координат УСК-2000 за осями X, Y, Z ;

$\varepsilon_X = 0''$, $\varepsilon_Y = 0''$, $\varepsilon_Z = 0''$ – величини кутів повороту осей системи координат ITRS/ITRF2000 відносно осей системи координат УСК-2000 за осями X, Y, Z ;

$\mu = 0$ – величина зміни масштабного коефіцієнта.

Перетворення просторових прямокутних координат X, Y, Z у геодезичні B, L, H здійснюється з використанням еліпсоїда Красовського з такими параметрами: велика піввісь – 6378245 м; стиснення – 1:298,3.

Для перерахування геодезичних координат на площину в проекції Гаусса-Крюгера із списку проекцій, запропонованих програмою, в якій здійснюється обробка супутникових геодезичних спостережень, вибирається поперечна проекція Меркатора (або Transverse Mercator) та задаються параметри:

- початок відліку широти – 0° ;
- початок відліку довготи – значення довготи осьового меридіана МСК відповідно до паспорта МСК;
- північний умовний зсув початку системи координат – 0 м для МСК Автономної Республіки Крим, областей, міст Київ та Севастополь; для МСК населених пунктів – значення відповідно до паспорта МСК;
- східний умовний зсув – 300000 м для МСК Автономної Республіки Крим, областей, міст Київ та Севастополь; для МСК населених пунктів – значення згідно з паспортом МСК;
- масштабний коефіцієнт – 1,0000.

Для переходу від геодезичних висот H у нормальну систему висот – Балтійську систему висот 1977 р. – використовується модель квазігеоїда для території України.

Площа геопросторового об'єкта на площині Гаусса-Крюгера визначається аналітичним методом за прямокутними координатами x_i та y_i поворотних точок його меж за формулою:

$$P = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n x_i (y_{i+1} - y_{i-1}), \quad (10.5)$$

або

$$P = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n y_i (x_{i+1} - x_{i-1}), \quad (10.6)$$

де $i = 1, 2, 3, \dots, n$ – кількість поворотних точок.

Визначення геодезичних площ геопросторових об'єктів виконується строгим методом на поверхні референц-еліпсоїда або до значення площі, обчисленої за координатами x, y в проекції Гаусса-Крюгера, вводиться поправка D_p , яка обчислюється за формулою:

$$D_p = -\frac{y_n^2}{R_n^2} P, \quad (10.7)$$

де R_n – середній радіус кривизни еліпсоїда Красовського, який для України становить 6378 кілометрів;

P – площа геопросторового об'єкта на площині Гаусса-Крюгера;

y_n – обчислюється за формулою:

$$y_n = \left| \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - 300000)}{n} \right|, \quad (10.8)$$

де y_i – прямокутна ордината поворотної точки межі геопросторового об'єкта;
 $i = 1, 2, 3, \dots, n$ – кількість поворотних меж геопросторових об'єктів.

Під час визначення довжин ліній та напрямів, обчислених за прямокутними координатами x, y поворотних точок меж геопросторових об'єктів у проекції Гаусса-Крюгера, у довжини ліній та напрями вводяться обернені поправки (зі знаком «-») за перехід від площини Гаусса-Крюгера на поверхню референц-еліпсоїда за формулами, наведеними вище.

У разі необхідності приведення площі та геодезичної площі геопросторового об'єкта до єдиного значення виконується у документації із землеустрою. Геодезична інформація, що є державною власністю, надається адміністратором банку геодезичних даних відповідно до вимог «Порядку побудови Державної геодезичної мережі», затвердженого постановою Кабінету Міністрів України від 7 серпня 2013 р. № 646.

10.4 Перетворення та трансформування координат точок між системами координат

В основі національної кадастрової бази земельних ділянок будь-якої країни є система координат. В Україні електронна кадастрова база даних про земельні ділянки почала створюватися ще з 1997 р. на основі системи координат СК-63 (СК-42). Ця система координат має великі спотворення. Тому новою координатною основою при здійсненні робіт із землеустрою є «Державна геодезична референсна система координат УСК-2000».

Перехід від старої системи координат СК-63 (СК-42) до нової високоточної системи координат УСК-2000 потребує перерахунку координат точок земельних ділянок з системи СК-63 (СК-42) в систему УСК-2000.

10.4.1 Перерахунок географічних координат між системами координат

При переході від одного референц-еліпсоїда до іншого, геодезичні (географічні) координати точки змінюються. Ці зміни можна перерахувати за допомогою наступних формул:

$$\begin{aligned}
 dB &= \Delta B_{СК2-СК1} = B_{СК2} - B_{СК1} = \\
 &= \frac{1}{M} (-(\Delta X \cdot \cos L + \Delta Y \cdot \sin L) \cdot \sin B + \Delta Z \cdot \cos B) + \\
 &+ (R_X \cdot \sin L - R_Y \cdot \cos L) \cdot (1 + e^2 \cdot \cos 2B) - \frac{1}{2} \mu \cdot e^2 \cdot \sin 2B + \\
 &+ \frac{\sin 2B \cdot N}{2M} \cdot \left(\frac{\Delta a}{a} \cdot e^2 + \left(\frac{N^2}{a^2} + 1 \right) \cdot \frac{\Delta e^2}{2} \right).
 \end{aligned} \tag{10.9}$$

та

$$\begin{aligned}
 (L_{СК2} - L_{СК1}) \cdot \cos B &= \frac{1}{N} \cdot (-\Delta X \cdot \sin L + \Delta Y \cdot \cos L) - \\
 &- \sin B \cdot (1 - e^2) \cdot (R_X \cdot \cos L + R_Y \cdot \sin L) + R_Z \cos B,
 \end{aligned} \tag{10.10}$$

де $B_{СК1}$, $L_{СК1}$, $B_{СК2}$, $L_{СК2}$ – геодезичні (географічні) широта та довгота точки на першому (в системі координат СК1) і на другому (в системі координат СК2) референцних еліпсоїдах;

ΔX , ΔY , ΔZ – лінійні параметри трансформації Гельмерта при переході від СК1 до СК2;

R_X , R_Y , R_Z – кутові параметри трансформації Гельмерта при переході від СК1 до СК2, які називаються «поворотом позиційного вектору»;

μ – масштабний множник;

M – радіус кривизни меридіана;

B , L – геодезичні (географічні) широта та довгота точки на еліпсоїді в одній з систем координат, наприклад СК1;

N – радіус кривизни першого вертикалу;

a – велика піввісь;

e^2 – квадрат першого ексцентриситету одного з еліпсоїдів, наприклад, еліпсоїда системи координат СК1;

Δa та Δe^2 – відповідно різниця між великими півсями та різниця між квадратами ексцентриситетів другої та першої систем координат

Величини Δa та Δe^2 визначаються за наступними формулами:

$$\Delta a = a_{СК2} - a_{СК1} \quad (10.11)$$

та

$$\Delta e^2 = e^2_{СК2} - e^2_{СК1}. \quad (10.12)$$

У зв'язку з тим, що в системах координат СК-63 (СК-42) та УСК-2000 використовується один еліпсоїд (еліпсоїд Красовського) з однаковими параметрами a та e^2 ($a = 6378245$ м та $e^2 = 0,006693421623$), то різниця між великими півсями Δa та різниця між квадратами ексцентриситетів Δe^2 цих систем координат будуть дорівнювати нулю ($\Delta a = a_{УСК-2000} - a_{СК-63} = 0$ м та $\Delta e^2 = e^2_{УСК-2000} - e^2_{СК-63} = 0$).

У цьому випадку рівняння (10.9) буде мати наступний вигляд:

$$\begin{aligned} dB = \frac{1}{M} & \left(-(\Delta X \cdot \cos L + \Delta Y \cdot \sin L) \cdot \sin B + \Delta Z \cdot \cos B \right) + \\ & + (R_X \cdot \sin L - R_Y \cdot \cos L) \cdot (1 + e^2 \cdot \cos 2B) - \frac{1}{2} \mu \cdot e^2 \cdot \sin 2B. \end{aligned} \quad (10.13)$$

Враховуючи те, що системи СК-63 та СК-42 прив'язані до однієї просторової прямокутної системі координат – «Пулково 1942 року», то параметри трансформації Гельмерта для СК-63 повністю збігаються з параметрами трансформації для СК-42.

Параметри трансформації Гельмерта з системи СК-63 (СК-42) в систему УСК-2000, які використовуються в рівняннях, наведених вище, можуть бути отримані за допомогою параметрів перетворення цих систем із системи WGS-84 на основі параметрів трансформації Гельмерта між системами СК-63 (СК-42) – WGS-84 та WGS-84 – УСК-2000. Ці параметри трансформації від СК-63 (СК-42) до WGS-84, від WGS-84 до УСК-2000 та від СК-63 (СК-42) до УСК-2000 для України наведені у табл. 10.1.

Таблиця 10.1 – Параметри Гельмерта для трансформації між системами координат СК-63 (СК-42), WGS-84 та УСК-2000

| Параметр | Значення параметра Гельмерта для трансформації: | | |
|-------------------|---|---------------------------|----------------------------------|
| | від СК-63 (СК-42) до WGS-84 | від WGS-84 до УСК-2000 | від СК-63 (СК-42) до УСК-2000 |
| Епоха | – | 2005 | – |
| ΔX , м | 25,0 | -24,3234 | 0,6766 |
| ΔY , м | -141,0 | 121,3708 | -19,6292 |
| ΔZ , м | -78,5 | 75,8275 | -2,6725 |
| R_X , " | 0,000 | 0,00000 | 0,000 |
| R_Y , " | 0,350 | 0,00000 | 0,350 |
| R_Z , " | 0,736 | 0,00000 | 0,736 |
| μ , 10^{-9} | 0,00 | 1,74 | 1,74 |

Для визначення параметрів трансформації від однієї системи координат до іншої (табл. 10.1) використовується наступне правило: якщо всі кутові параметри та масштабний коефіцієнт є величинами першого порядку малості, то параметри перетворення Гельмерта для переходу від першої до n -ї системи координат дорівнюють сумі відповідних параметрів між усіма попередніми системами координат, які отримані на одну епоху.

Перерахунок географічних координат з системи координат СК-42 в систему координат WGS-84 можна виконати автоматизовано за допомогою он-лайн калькулятора (конвертера), розробленого Державним науково-виробничим підприємством «Геоінформ України» та розміщений у відкритому доступі на Державному геологічному порталі Державної служби геології та надр України (<https://nadra.gov.ua/area/appcalculation>).

Географічні координати точки (пункту) в системі координат WGS-84 дозволяють на місцевості визначити фактичне місце розташування точки (пункту) за допомогою GPS-приймача, точність вимірів якого не нижче 0,1".

10.4.2 Перетворення та трансформування координат

1. Алгоритм перетворення геодезичних координат точки в плоскі прямокутні та навпаки. Плоскі прямокутні координати в проекції Гаусса-Крюгера обчислюються (з похибкою не більше ± 1 мм) за геодезичними (географічними) координатами на еліпсоїді Красовського за формулами:

$$\begin{aligned}
x = & \Delta X + 6367558,4968 \cdot B - \sin 2B \cdot (16002,89 + 66,9607 \cdot \sin^2 B + 0,3515 \cdot \sin^4 B - \\
& - l^2 \cdot (1594561,25 + 5336,535 \cdot \sin^2 B + 26,79 \cdot \sin^4 B + 0,149 \cdot \sin^6 B + \\
& + l^2 \cdot (672483,4 - 811219,9 \cdot \sin^2 B + 5420 \cdot \sin^4 B - 10,6 \cdot \sin^6 B + \\
& + l^2 \cdot (278194 - 830174 \cdot \sin^2 B + 572434 \cdot \sin^4 B - 16010 \cdot \sin^6 B + \\
& + l^2 \cdot (109500 - 574700 \cdot \sin^2 B + 863700 \cdot \sin^4 B - 398600 \cdot \sin^6 B)))));
\end{aligned}$$

та (10.14)

$$\begin{aligned}
y = & \Delta Y + l \cdot \cos B \cdot (6378245 + 21346,1415 \cdot \sin^2 B + 107,159 \cdot \sin^4 B + 0,5977 \cdot \sin^6 B + \\
& + l^2 \cdot (1070204,16 - 2136826,66 \cdot \sin^2 B + 17,98 \cdot \sin^4 B - 11,99 \cdot \sin^6 B + \\
& + l^2 \cdot (270806 - 1523417 \cdot \sin^2 B + 1327645 \cdot \sin^4 B - 21701 \cdot \sin^6 B + \\
& + l^2 \cdot (79690 - 866190 \cdot \sin^2 B + 1730360 \cdot \sin^4 B - 945460 \cdot \sin^6 B))),
\end{aligned}$$

де x – відстань на північ по осі абсцис від екватора до точки в проекції Гаусса-Крюгера, м;

y – відстань на схід по осі ординат від осьового меридіана до точки S_B проекції Гаусса-Крюгера, м;

ΔX – зміщення по осі абсцис, м;

ΔY – зміщення по осі ординат, м;

B – геодезична широта точки, радіани;

l – відстань від точки до осьового меридіану зони, виражена в радіанах.

Величина l обчислюється за формулою:

$$l = L - L_0, \quad (10.15)$$

де L – геодезична довгота точки, радіани;

L_0 – осьовий меридіан в проекції Гаусса-Крюгера, радіани.

Перетворення координат x та y в проекції Гаусса-Крюгера на еліпсоїді Красовського в геодезичні координати B та L здійснюється за формулами:

$$B = B_0 + \Delta B \quad \text{та} \quad L = L_0 + l, \quad (10.16)$$

де B, L – геодезичні широта і довгота точки, радіани;

B_0 – геодезична широта точки, абсциса якої дорівнює абсцисі точки x , а ордината дорівнює нулю, радіани;

L_0 – довгота осьового меридіана в проекції Гаусса-Крюгера, радіани.

Значення B_0 , ΔB та l обчислюються за наступними формулами:

$$B_0 = \beta + \sin 2\beta(0,00252588685 - 0,00001491860 \cdot \sin^2 \beta + 0,00000011904 \sin^4 \beta), \quad (10.17)$$

$$\begin{aligned} \Delta B = & -z_0^2 \sin 2B_0(0,251684631 - 0,003369263 \sin^2 B_0 + \\ & + 0,000011276 \sin^4 B_0 - z_0^2(0,10500614 - 0,04559916 \sin^2 B_0 + \\ & + 0,00228901 \sin^4 B_0 - 0,00002987 \sin^6 B_0 - z_0^2(0,042858 - \\ & - 0,025318 \sin^2 B_0 + 0,014346 \sin^4 B_0 - 0,001264 \sin^6 B_0 - \\ & - z_0^2(0,01672 - 0,00630 \sin^2 B_0 + 0,01188 \sin^4 B_0 - 0,00328 \sin^6 B_0))))), \end{aligned} \quad (10.18)$$

$$\begin{aligned} l = & z_0(1 - 0,0033467108 \sin^2 B_0 - 0,0000056002 \sin^4 B_0 - \\ & - 0,0000000187 \sin^6 B_0 - z_0^2(0,16778975 + 0,16273586 \sin^2 B_0 - \\ & - 0,00052490 \sin^4 B_0 - 0,00000846 \sin^6 B_0 - z_0^2(0,0420025 + \\ & + 0,1487407 \sin^2 B_0 + 0,0059420 \sin^4 B_0 - 0,0000150 \sin^6 B_0 - \\ & - z_0^2(0,01225 + 0,09477 \sin^2 B_0 + 0,03282 \sin^4 B_0 - 0,00034 \sin^6 B_0 - \\ & - z_0^2(0,0038 + 0,0524 \sin^2 B_0 + 0,0482 \sin^4 B_0 + 0,0032 \sin^6 B_0))))). \end{aligned} \quad (10.19)$$

В формулі (10.17) β є допоміжною величиною, яка дорівнює:

$$\beta = (x - \Delta X) / 6367558,4968. \quad (10.20)$$

В формулах (10.18) та (10.19) z_0 є допоміжною величиною, яка дорівнює:

$$z_0 = (y - \Delta Y) / (6378245 \cdot \cos B_0). \quad (10.21)$$

2. Алгоритм перерахунку плоских прямокутних координат точки по Гельмерту (ключу). Перерахунок виконується за наступними формулами:

$$x = x_s + m \cdot (u \cdot \sin \alpha + v \cdot \cos \alpha) \quad \text{та} \quad y = y_s + m \cdot (u \cdot \cos \alpha - v \cdot \sin \alpha), \quad (10.22)$$

де u, v – вхідні координати точки, м;

x, y – трансформовані значення координат, м;

x_s, y_s – зміщення по x та y відповідно, м;

m – масштабний коефіцієнт;

α – кут повороту, градуси.

3. Алгоритм трансформування координат точок. Трансформування координат точок виконується при переході з системи координат СК-63 (СК-42) в систему координат УСК-2000 (МСК-2000) та навпаки.

Для трансформування координат використовується трансформаційне поле (рис. 10.1), яке будують методом скінчених елементів – трикутників, вершинами яких є суміщені точки, що утворюють, так звану, TIN-модель (Triangulated Irregular Network), з координатами, які визначені одночасно в двох системах координат СК-63 (СК-42) та УСК-2000 (рис. 10.2).

Трансформування координат виконується за допомогою методу афінного перетворення з використанням такого алгоритму: 1 – визначення трикутника попадання точки для трансформування координат (рис. 10.2); 2 – складання системи рівнянь (10.23) для кожної точки і їх вирішення:

$$\begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} m_x \cdot \cos \theta_x & m_y \cdot \sin \theta_y \\ m_x \cdot \sin \theta_x & m_y \cdot \cos \theta_y \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x \\ y \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} c_x \\ c_y \end{pmatrix}, \quad (10.23)$$

де x, y – координати пунктів в вхідній системі координат;

u, v – координати пунктів в вихідній системі координат;

m_x, m_y – коефіцієнти масштабування;

θ_x, θ_y – кути поворотів;

c_x, c_y – паралельне перенесення по осях X та Y

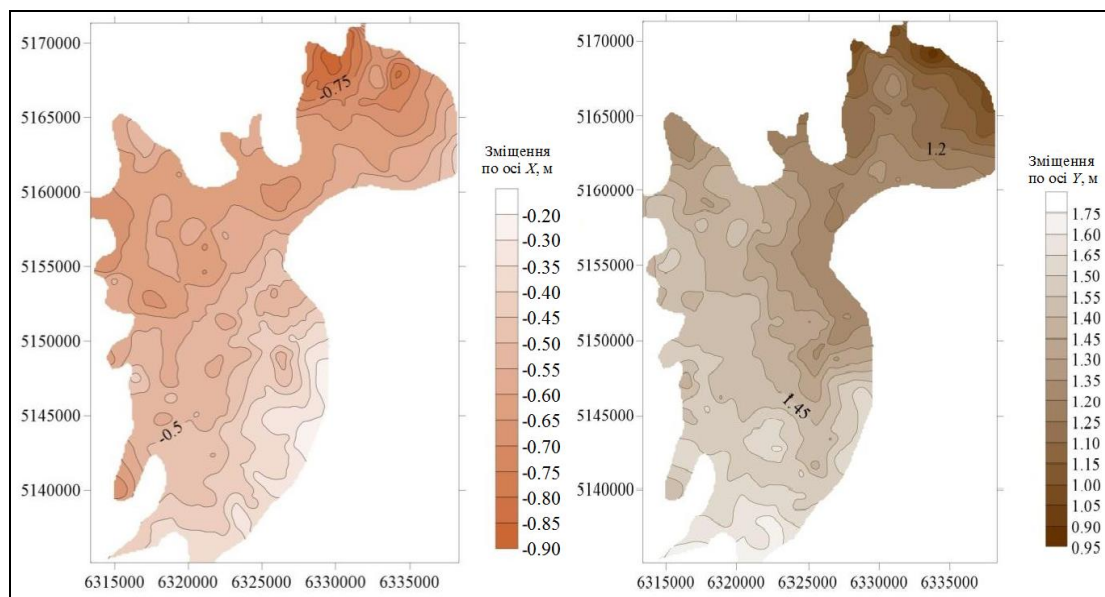


Рисунок 10.1 – Приклади карт трансформаційного поля (відхилень між двома системами координат) для території Одеської області

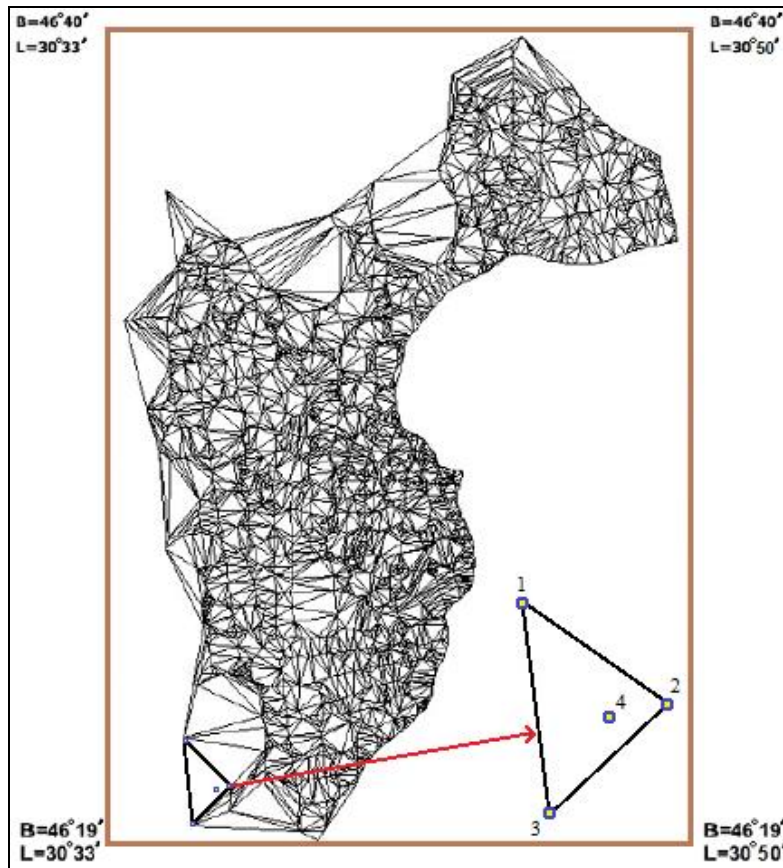


Рисунок 10.2 – Приклад схеми скінчених елементів (трикутників) інтерполяційної TIN-моделі для території Одеської області

10.4.3 Перетворення та трансформація плоских прямокутних координат точок між різними системами координат за допомогою геодезичного калькулятора

Для перетворення та трансформації прямокутних координат точок між різними системами координат в Україні створені різні геодезичні калькулятори, які можуть бути використані в он-лайн режимі та, як правило, складаються з наступних груп задач:

- 1) перерахунок між системами координат – призначений для стандартних перерахунків між системами координат;
- 2) перерахунок по Гельмерту (по ключу) – призначений для перерахунку координат між системами координат, які зв'язані між собою параметрами (ключами) зв'язку;
- 3) перерахунок із зони в зону – призначений для перерахунку координат при переході між нестандартними осьовими меридіанами або одним із них (значення осьових меридіанів задаються користувачами).

1. Перерахунок між системами координат – забезпечує перетворення та трансформування координат точок в системах координат СК-42, СК-63, УСК-2000, МСК-2000 (регіональні місцеві системи координат) й інших.

2. Перерахунок по Гельмерту (по ключу) – забезпечує перерахунок координат між різними системами координат, які зв'язані між собою 4-а параметрами (ключами) зв'язку:

- зміщення по X (за замовченням приймається в метрах);
- зміщення по Y (за замовченням приймається в метрах);
- кут повороту (за замовченням дорівнює $0^{\circ}00'00''$);
- масштабний коефіцієнт (за замовченням дорівнює 1).

3. Перерахунок із зони в зону – призначений для перерахунку координат при переході між нестандартними осьовими меридіанами або одним із них. Для перерахунку треба ввести значення вхідних і вихідних даних у відповідні поля. Перерахунок координат точок із місцевої системи координат у Державну систему координат УСК-2000 виконують у 2 етапи:

1) підготовка координат точки в місцевій системі координат та перерахунок по Гельмерту (по ключу);

2) перерахунок із зони в зону та збереження результатів перерахунку.

Перерахунок координат із Державної системи координат УСК-2000 в місцеву систему координат виконують у 2 етапи: 1 – підготовка координат точки в Державній системі координат та перерахунок із зони в зону; 2 – перерахунок по Гельмерту (ключу) і збереження результатів перерахунку.

Перетворення та трансформацію прямокутних координат точок між системами координат СК-42, СК-63, УСК-2000 і похідних від них місцевих (регіональних) систем координат (МСК-2000) в межах території України можна виконати автоматизовано та он-лайн за допомогою геодезичного калькулятора, розробленого Державним підприємством «Науково-дослідний інститут геодезії і картографії» та доступного для користування (за наявності спеціального дозволу) на порталі Державної служби України з питань геодезії, картографії та кадастру (<https://dgm.gki.com.ua/>).

З метою автоматизованого перетворення та трансформації плоских прямокутних координат між різними системами координат в он-лайн режимі для вільного користування доступний програмний блок, який розроблений в Інституті геодезії Національного університету «Львівська політехніка» (<http://www.ivl-net.com:8080/index5.php>). Крім того, за допомогою даного програмного блоку можна також здійснити перетворення геодезичних (географічних) координат точки (з систем координат WGS-84 та УСК-2000) в плоскі прямокутні координати (СК-42, СК-63 та УСК-2000).

10.4.4 Зміна площі земельних ділянок при переході між системами координат СК-63 та УСК-2000

При переході від системи координат СК-63 до нової високоточної системи координат УСК-2000 площа ділянки в системі УСК-2000 виявилася відмінною від площі тієї ж ділянки в системі СК-63. Існує, як мінімум, три наступні причини, згідно з якими площа, ділянки в одній системі координат не дорівнює площі тієї ж ділянки в іншій:

1 – відмінність між центрами та орієнтуванням осей просторових прямокутних координат, а також відмінність між параметрами референсних еліпсоїдів, пов'язаних з цими координатами;

2 – наявність деформацій, викликаних випадковими і систематичними похибками однієї з систем координат;

3 – різниця, яка пов'язана з властивістю проекції Гаусса-Крюгера спотворювати площі.

1. Різниця ($\delta P^{(1)}$) між площею ділянки на еліпсоїді в системі координат УСК-2000 ($P_{УСК-2000}$) і площею тієї ж ділянки на еліпсоїді в системі координат СК-63 ($P_{СК-63}$) дорівнює:

$$\delta P^{(1)} = P_{УСК-2000} - P_{СК-63}. \quad (10.24)$$

За результатами визначення величин $\delta P^{(1)}$ для ділянок площею 1 га на всій території України побудована карта ізоліній, які проведені через 0,001 м² (рис. 10.3).

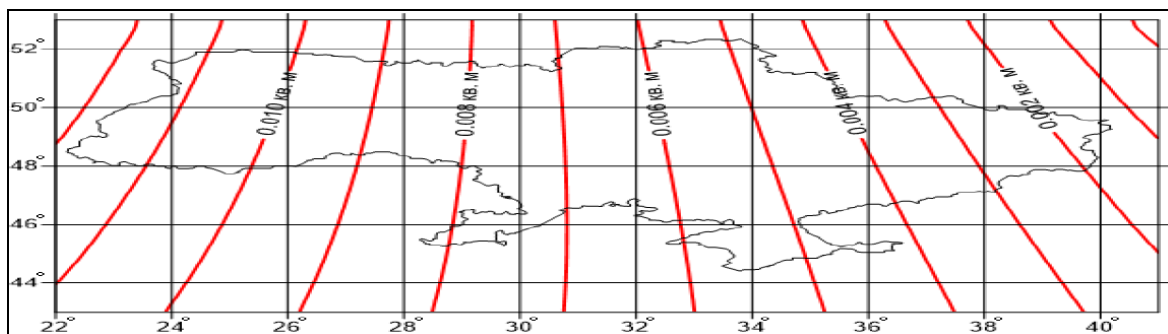


Рисунок 10.3 – Карта ізоліній величин $\delta P^{(1)} = P_{УСК-2000} - P_{СК-63}$, обчислених для ділянки площею 1 га, на території України

На рис. 10.3 видно, що найбільше значення $\delta P^{(1)}$ дорівнює майже 0,012 м² (на заході країни), а найменше – майже 0,001 м² (на сході країни).

2. Деформації, викликані систематичними та випадковими похибками СК-63 (СК-42) і виявлені при використанні системи УСК-2000, детально досліджені Кучером О. В. Найбільша розбіжність між просторовими прямокутними координатами точок дорівнює 3,5 м – на південно-східному узбережжі Криму. Мінімальні значення дорівнює 0 м – у центральній частині України. Розбіжність плавно, без стрибків і розривів змінюється від 0 м до 3,5 м від центральних точок країни до її периферії (рис. 10.4).

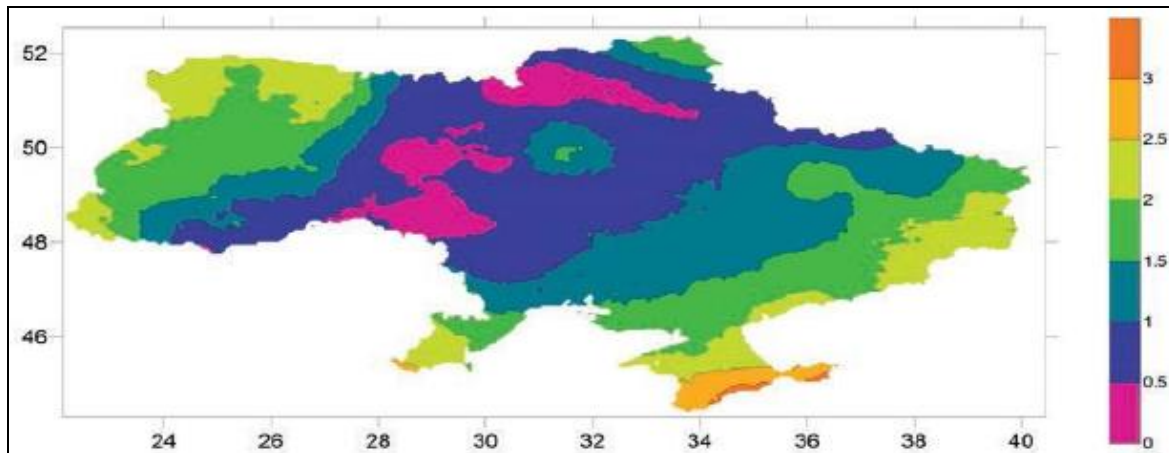


Рисунок 10.4 – Карта деформацій або розбіжностей (м) між просторовими прямокутними координатами системи СК-63 (СК-42) та системи УСК-2000

Найбільший вплив деформацій на координати точок земельної ділянки виявлений в тих регіонах країни, де ухил поверхні деформацій максимальний, тобто в областях, в яких відстань між ізолініями рівних деформацій мінімальна. Найбільший ухил поверхня деформацій має в центрі країни в Черкаській області (рис. 10.4). Відстань між ізолініями деформацій в цьому районі мінімальна та дорівнює 18132 м. Ухил, який відповідає цій відстані дорівнює $i = 0,0000276$.

У зв'язку з тим, що площа ділянки інваріантна стосовно прямокутної системі координат на площині, при її обчисленні напрямок вісі X обирають так, щоб ця вісь співпадала з напрямком максимального ухилу поверхні деформації, а вісь Y була перпендикулярна цьому напрямку. В даному випадку деформації будуть діяти лише на координати x_i земельної ділянки, а координати y_i залишаться незмінними. Крім того, припускається, що деформації всередині ділянки діють лінійно, а ухил i є сталою величиною. За цих умов для ділянки площею 1 га, яка буде розташована вздовж лінії максимального ухилу поверхні деформації, зміна площі дорівнює $0,276 \text{ м}^2$.

Це максимальна величина, на яку зміниться (збільшиться або зменшиться) площа ділянки 1 га, спричинена деформаціями між системами координат СК-63 (СК-42) та УСК-2000.

3. Різниця між значеннями площі ділянки в проекції Гаусса-Крюгера, яка пов'язана з властивостями самої проекції, при переході від системи координат СК-63 (СК-42) до системи координат УСК-2000, може досягати $1,95 \text{ м}^2$. Таким чином, основною причиною неспівпадання площі земельної ділянки в системах координат СК-63 (СК-42) та УСК-2000 є властивість проекції Гаусса-Крюгера викривляти площі.

Питання для самоперевірки до теми № 10

1. Який документ регулює використання Державної геодезичної референцної системи координат УСК-2000 при здійсненні робіт із землеустрою?

2. З дотриманням яких принципів використовується Державна геодезична референцна система координат УСК-2000?

3. Що таке місцеві системи координат та її паспорт?

4. З якою міжнародною системою координат має однозначний геодезичний зв'язок система координат УСК-2000?

5. Як здійснюється перетворення та трансформування координат точок і чому та на скільки змінюються площі земельних ділянок при переході між системами координат СК-63 та УСК-2000?

ВИКОРИСТАНІ ДЖЕРЕЛА

1. Островський А. Л., Мороз О. І., Гарнавський В. Л. Геодезія. Ч. 2: Підручник. Львів : НУ «Львівська політехніка», 2007. 508 с.
2. Білокриницький С. М. Геодезія : Навч. пос. Чернівці : Чернівецький нац. ун-т, 2011. 576 с.
3. Стукальський В. П., Шаргар О. М. Геодезія : Навч. пос. Одеса : ВМВ, 2013. 560 с.
4. Геодезія : Навч. пос. / Горлачук В. В., Семенчук І. М., Анисенко О. В., Мацко П. В. Херсон : ОЛДІ-ПЛЮС, 2015. 252 с.
5. Тельнов В. Г. Геодезія : Навч. пос. Дніпро : НТУ, 2019. 317 с.
6. Шаргар О. М. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт з курсу «Геодезія» для студентів 2-го курсу напрямку 19 – «Геодезія та землеустрій», освітньо-кваліфікаційного рівня «Бакалавр». Одеса : ОДАБА, 2019. 32 с. Електронний ресурс.
7. Шаргар О. М. Робочий зошит по виконанню лабораторних робіт з дисципліни «Геодезія» для студентів 2-го курсу напрямку 19 – «Геодезія та землеустрій», освітньо-кваліфікаційного рівня «Бакалавр». Одеса : ОДАБА, 2010. 24 с. Електронний ресурс.
8. Геодезичний калькулятор. Документація. Київ : Науково-дослідний інститут геодезії і картографії, 2014. 19 с. Електронний ресурс.
9. Методичні вказівки до практичних робіт з навчальної дисципліни «Геодезія» (частина 2) для студентів 3-го року денної форми навчання та 4-го року заочної форми навчання за спеціальністю 193 «Геодезія та землеустрій», рівень вищої освіти бакалавр / канд. геогр. наук, доц. Гриб О. М., ас. Гращенкова Т. В. Одеса : Од. держ. еколог. ун-т, 2022. 109 с. URL: <http://eprints.library.odku.edu.ua/10941/> (дата звернення: 16.02.2023).
10. Гриб О. М., Гращенкова Т. В. Геодезія (частина 1): Конспект лекцій. Одеса : Од. держ. еколог. ун-т, 2022. 221 с. URL: <http://eprints.library.odku.edu.ua/id/eprint/10409/> (дата звернення: 16.02.2023).
11. Методичні вказівки до лабораторних робіт з навчальної дисципліни «Геодезія» (частина 1) для студентів 2-го року денної форми навчання та 3-го року заочної форми навчання за спеціальністю 193 «Геодезія та землеустрій», рівень вищої освіти бакалавр / канд. геогр. наук, доц. Гриб О. М., ас. Гращенкова Т. В. Одеса : Од. держ. еколог. ун-т, 2022. 144 с. URL: <http://eprints.library.odku.edu.ua/id/eprint/10353/> (дата звернення: 16.02.2023).

12. Методичні вказівки до навчальної практики «Геодезія» з навчальної дисципліни «Геодезія» для студентів 2-го року денної форми навчання та 3-го року заочної форми навчання за спеціальністю 193 «Геодезія та землеустрій», рівень вищої освіти бакалавр / канд. геогр. наук, доц. Гриб О. М., ас. Гращенко Т. В. Одеса : Од. держ. еколог. ун-т, 2022. 163 с. URL: <http://eprints.library.odeku.edu.ua/id/eprint/10354/> (дата звернення: 16.02.2023).

13. Методичні вказівки до практичних робіт з навчальної дисципліни «Геодезія» (частина 1) для студентів 2-го року денної форми навчання та 3-го року заочної форми навчання за спеціальністю 193 «Геодезія та землеустрій», рівень вищої освіти бакалавр / канд. геогр. наук, доц. Гриб О. М., ас. Гращенко Т. В. Одеса: Од. держ. еколог. ун-т, 2022. 84 с. URL: <http://eprints.library.odeku.edu.ua/id/eprint/10350/> (дата звернення: 16.02.2023).

14. Колодеєв Є. І. Основи геодезії: Конспект лекцій. Дніпропетровськ : Економіка, 2005. 107 с.

15. Колодеєв Є. І., Гриб О. М. Лабораторний практикум з геодезії: Навч. пос. Одеса : Екологія, 2007. 68 с.

16. Гриб О. М. Лабораторний практикум з основ геодезії : Навч. пос. Одеса : Од. держ. еколог. ун-т, 2021. 124 с. URL: <http://eprints.library.odeku.edu.ua/9051/> (дата звернення: 16.02.2023).

17. Гриб О. М., Гращенко Т. В. Основи геодезії. Навчальна практика: Навч. пос. Одеса : Одеський держ. еколог. ун-т, 2022. 79 с. URL: <http://eprints.library.odeku.edu.ua/id/eprint/10408/> (дата звернення: 16.02.2023).

ПРЕДМЕТНИЙ ПОКАЖЧИК

A

Амплітуда напруженості поля – 80

Апаратура супутникових радіонавігаційних систем – 164

Астрономо-геодезична мережа – 13

B

Багатозначність – 86

B

Віддалемір електронний – 79

Г

Геодезична мережа: 1 класу – 11

2 класу – 14

3 класу – 15

висотна – 16

місцева згущення – 18

опорна – 9

планова – 12

просторова – 12

спеціального призначення – 16

Д

Диференційні формули дирекційного кута – 101

Довжина хвилі – 80

Дрейф генератора частоти – 96

Е

Ексцентриситет: аліади теодоліта – 56, 57

лімба теодоліта – 57

осей теодоліта – 57

Ефемерида – 176

І

Інформація геодезична – 184

К

Комбінована кутова засічка – 23

Л

Лінійна засічка – 24

М

Метод строгого вирівнювання геодезичних ходів і мереж – 127

Місцеві системи координат – 184

О

Обернена кутова засічка – 23, 98

Орієнтуючий кут – 103

П

Параметричні рівняння поправок – 104

Полігонометрія – 11

Приведені (або редуковані) параметричні рівняння поправок – 105

Пряма кутова засічка – 22, 98

Псевдодальності (псевдовіддалі) – 154

Р

Рен відлікової системи теодоліта – 53

С

Супутникове позиціонування – 150

Т

Триангуляція – 10

Трилатерація – 11

Теодоліт:

2Т2 – 45

2Т2П – 47

2Т5 – 48

2Т5К – 49

2Т5КП – 49

3Т2КП – 47

3Т5КП – 50

У

Умовні рівняння поправок: дирекційних кутів – 128

координат – 130

Ф

Фаза (фазовий кут) – 81

Ц

Центральні координати – 134

Центрувальний лист – 65

Ч

Частота циклічна – 80

Я

Явище фаз – 76

Навчальне електронне видання

ГРИБ Олег Миколайович, ГРАЩЕНКОВА Тетяна Валеріївна

ГЕОДЕЗІЯ
(частина 2)

Конспект лекцій

Видавець і виготовлювач

Одеський державний екологічний університет

вул. Львівська, 15, м. Одеса, 65016

тел./факс: (0482) 32-67-35

Е-mail: info@odeku.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи

ДК № 5242 від 08.11.2016