

Міністерство освіти і науки України
Чорноморський національний університет імені Петра Могили

Л. М. Перович, Д. В. Стерлев

**Вимоги до виконання курсової роботи
з дисципліни «Вища геодезія»
для здобувачів вищої освіти
першого (бакалаврського) рівня
за спеціальністю 193 «Геодезія та землеустрій»
галузі знань 19 «Архітектура та будівництво»**

Методичні вказівки

Випуск 391



Миколаїв – 2021

УДК 528.4(076)
П 26

Рекомендовано до друку вченою радою Чорноморського національного університету імені Петра Могили (протокол № 8 від 09 вересня 2021 р.).

Рецензент:
Тищенко В. В., сертифікований інженер-геодезист, ФОП, м. Миколаїв.

П 26

Перович Л. М. Вимоги до виконання курсової роботи з дисципліни «Вища геодезія» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за спеціальністю 193 «Геодезія та землеустрій» галузі знань 19 «Архітектура та будівництво»: методичні вказівки / Л. М. Перович, Д. В. Стерлев. – Миколаїв: Вид-во ЧНУ ім. Петра Могили, 2021. – 32 с. – (Методична серія; вип. 391).

У методичних вказівках наведені інформацію про референсні системи координат в Україні, розкрито практичні аспекти розв'язування прямої і оберненої геодезичних задач на поверхні еліпсоїда на основі методу із середніми аргументами, визначено теоретичні основи оцінки проектів побудови опорних геодезичних мереж методом полігонометрії та наведено проект планової основи.

УДК 528.4(076)

ISSN 1811-492X

© Перович Л. М., Стерлев Д. В., 2021
© ЧНУ ім. Петра Могили, 2021

Зміст

Вступ.....	4
1. Референцні системи координат в Україні	5
1.1. Система координат СК-42.....	5
1.2. Система координат СК-63.....	5
1.3. Місцеві системи координат	6
1.4. Державна геодезична система координат УСК-2000	7
2. Розв’язування прямої та оберненої геодезичних задач на поверхні еліпсоїда на основі методу із середніми аргументами	10
2.1. Теоретичні основи рішення задач	10
2.2. Алгоритм та числовий приклад розв’язування прямої та оберненої геодезичних задач.....	15
3. Теоретичні основи оцінки точності проектів побудови опорних геодезичних мереж методом полігонометрії	18
3.1. Оцінка точності одиночного полігонометричного ходу	18
3.2. Оцінка точності полігонометричних мереж строгим методом	22
4. Проект планової основи	24
4.1. Методика вибору геодезичних приладів для кутових і лінійних вимірів.....	24
4.2. Оцінка точності проекту полігонометричної мережі строгим методом.....	24
4.3. Оцінка точності витягнутого ходу	27
Список рекомендованої літератури	30

Вступ

Вища геодезія – наука про фігуру та зовнішнє гравітаційне поле Землі. Завдання вивчення фігури та гравітаційного поля Землі, як основної задачі вищої геодезії, розв’язується за результатами вимірів як на земній поверхні, так і засобами глобальних навігаційних супутникових систем. Це геодезичні виміри в мережах триангуляції, трилатерації, полігонометрії та нівелювання, гравіметричні виміри прискорення сили вільного падіння, астрономо-геодезичні виміри широт і довгот пунктів та азимутів напрямів на земній поверхні, а також супутниково-навігаційні координати точок земної поверхні.

Методи постановки та виконання вказаних вимірів складають предмет досліджень першої частини вищої геодезії.

Друга частина вищої геодезії включає питання встановлення форми та розмірів Землі та її гравітаційного поля на основі виконаних геодезичних вимірів.

Курсова робота з вищої геодезії спрямована на засвоєння основних міждисциплінарних знань і навичок з таких дисциплін: вищої геодезії, геодезії, теорії математичної обробки геодезичних вимірів. Зокрема, розглядаються принципи та методи побудови і оцінки проєктів полігонометричних мереж, які широко використовуються у веденні кадастрових знімачів; висвітлюються питання систем координат України, які використовувались у геодезичному виробництві; наведені теоретичні положення і показана практична реалізація розв’язання прямої і оберненої геодезичної задачі на еліпсоїді одним із відомих методів.

Нижче наведена структура курсової роботи, зміст завдань та вихідні дані. Завдання розв’язуються за індивідуальними вихідними даними. Наведено приклади розв’язування завдань. Точність вихідних даних, результатів обчислень та рекомендованих для їх отримання формул відповідають нормативній точності побудови геодезичних мереж.

1. Референцні системи координат в Україні

1.1. Система координат СК-42

Система координат 1942 року – референцна система прямокутних координат на площині, яка ґрунтується на використанні конформної проєкції Гаусса – Крюгера з вихідними даними:

- референц-еліпсоїд Красовського – велика піввісь 6 378 245 м, стиснення 1:298,3;

- висота геоїда в Пулково над референц-еліпсоїдом дорівнює нулю;

- геодезичні координати Пулковської обсерваторії (центр сигналу А): широта – $59^{\circ}46'15,359''$, довгота від Гринвіча $30^{\circ}19'28,318''$;

- геодезичний азимут з Пулково на пункт Бугри – $121^{\circ}06'42,305''$.

Центр еліпсоїда Красовського збігається з початком референцної СК, вісь обертання еліпсоїда рівнобіжна (паралельна) до осі обертання Землі, а площина нульового меридіана визначає положення початку відліку довгот. Усі інші параметри еліпсоїда є похідними.

Державна нівелірна мережа поширює на усю територію країни систему нормальних висот (Балтійська система 1977 року), вихідним початком якої є нуль Кронштадтського футштока.

Прямокутні координати Державної геодезичної мережі обчислювалися на площині у конформній проєкції Гаусса – Крюгера у шестиградусних зонах, осьовими меридіанами яких є меридіани з довготами 21° , 27° , 33° , 39° .

Початком координат у кожній зоні є точка перетину осьового меридіана з екватором. Значення ординати на осьовому меридіані приймається таким, що дорівнює 500 км.

Під час топографічних знімань у масштабах 1:5000 і більше, крім прямокутних координат у шестиградусних зонах, обчислюються прямокутні координати у триградусних зонах. Осьовими меридіанами цих зон у системі координат 1942 року є меридіани з довготами 21° , 24° , 27° , 30° ... 39° .

1.2. Система координат СК-63

Умовна система координат СК-63 ґрунтується на триградусних зонах, є відкритою системою і відповідно до чинних нормативно-

технічних документів рекомендована як основна для кадастрових знімань. Практичне застосування СК-63 ускладнюється можливістю потрапляння великих об'єктів картографування у кілька зон, а також «таємністю» параметрів переходу («ключів») від Державної системи координат до СК-63 за відкритості самих координат у СК-63. Це спеціально спотворена СК, яка ґрунтувалася на проєкції Гаусса – Крюгера і системі координат 1942 року. За математичною сутністю – це та сама система Гаусса – Крюгера, тільки номенклатура базових карт масштабу 1:100 000 побудована по-іншому.

Прив'язуються топографічні карти СК-63 до стандартної системи СК-42, враховуючи те, що обидві системи ґрунтуються на системі координат Гаусса – Крюгера, рамки аркушів розбиті по географічній сітці, а зміщення сітки кратні цілому числу мінут (одна мінута вздовж меридіана дорівнює 1 морській милі = 1 852 м, довжина міноти уздовж паралелі зменшується до півночі і на середніх широтах становить приблизно половину милі). Використовуючи деякі сучасні методи визначення місцеположення (GPS), необхідно вносити відповідні поправки у результати вимірювань для переходу в систему СК-63.

1.3. Місцеві системи координат

Положення про порядок встановлення місцевих систем координат було затверджено наказом Мінекоресурсів від 3.07.2001 року за № 245.

Місцеві системи координат встановлюються з метою мінімального спотворення проєкції Гаусса – Крюгера, зручності у використанні і застосовуються під час виконання топографо-геодезичних робіт та створення топографічних планів у масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000 та 1:500 на території міст та інших населених пунктів, промислових комплексів усіх галузей економіки, підприємств гірничодобувної та нафтодобувної промисловості.

Встановлення нової або внесення змін до існуючої місцевої системи координат проводиться у випадках:

- якщо на об'єктах не виконувались топографо-геодезичні роботи і відповідно не були встановлені місцеві системи координат;
- якщо місцеві системи були непов'язані з державними системами;
- якщо об'єкти примикають один до одного і для кожного з них була встановлена своя місцева система координат.

Для встановлення нової місцевої системи координат приймається проєкція Гаусса – Крюгера з довільним осьовим меридіаном, що про-

Вимоги до виконання курсової роботи з дисципліни «Вища геодезія»

ходить через центральну частину або поблизу об'єкта робіт шляхом переобчислення координат системи 1942 року з таким розрахунком, щоб поправками за редукування ліній та кутів на площину у цій проєкції можна було знехтувати. Якщо територія об'єкта робіт знаходиться на краю триградусної зони або у двох суміжних зонах, то довільним треба вважати найближчий роздільний осьовий меридіан.

Місцева система координат утворюється від переобчислених координат системи 1942 року шляхом введення відповідного «ключа» переходу в такий спосіб, щоб координати у місцевій системі склалися у метрах з п'ятизначних цифр, були додатні, а величини абсцис були у два рази більші від ординат.

1.4. Державна геодезична система координат УСК-2000

Державна геодезична референсна система координат УСК-2000 ґрунтується на використанні глобальних навігаційних супутникових спостережень.

Система координат УСК-2000 має однозначні високоточні параметри зв'язку із Світовою та Європейською системами координат.

Система координат УСК-2000 закріплена приблизно 24.8 тис. пунктами Державної геодезичної мережі, координати яких занесені у відповідний Банк даних. Видано так звані «військові каталоги» у паперовому та електронному вигляді для використання ліцензіатами незалежно від форми власності. Необхідно зазначити, що відомості геодезичних пунктів є власністю держави. Тому їх підготовка, отримання та використання здійснюються на платній основі, що потребує великих коштів на їх придбання та використання у виробництві та у базі даних АС ДЗК.

Систему координат УСК-2000 створено за умови збереження якісних (точнісних) характеристик картографічних матеріалів (топографічних карт) включно до масштабу 1: 10 000.

Система координат УСК-2000 встановлена за умови паралельності її осей просторовим осям Міжнародної загальноземної референсної системи координат ITRS. За поверхню відліку у системі координат УСК-2000 прийнятий референц-еліпсоїд Красовського.

Система координат УСК-2000 року чітко узгоджена з Міжнародною загальноземною референсною системою координат (ITRS) на період 2000 року – ITRF2000, яка закріплена пунктами космічної геодезичної мережі. УСК-2000 визначена основною для виконання

топографо-геодезичних та картографічних робіт на території України. З моменту введення системи координат УСК-2000 року під час виконання нових робіт вона замінила систему координат 1942 року, яка була введена постановою Ради Міністрів СРСР № 760 від 7 квітня 1946 року.

УСК-2000 отримана в результаті сумісного вирівнювання пунктів Української перманентної мережі спостережень глобальних навігаційних супутникових систем та Державної геодезичної мережі 1–4 класів на період 2005 року і закріплена пунктами Державної геодезичної мережі.

УСК-2000 змодельована відповідно до системи ITRS/ITRF2000 за умов:

- масштаб референцної системи дорівнює масштабу системи ITRS/ITRF2000;
- осі координат референцної системи паралельні до осей координат системи ITRS/ITRF2000;
- розміщення центра референцної системи координат (суміщене з центром референц-еліпсоїда) забезпечує оптимальне відхилення поверхні референц-еліпсоїда від реальної поверхні Землі на територію України.

Параметри системи УСК-2000. За поверхню відліку у системі координат УСК-2000 прийнятий референц-еліпсоїд Красовського з параметрами:

- велика піввісь 6 378 245 м;
- стиснення 1:298,3.

Положення пунктів у прийнятій системі координат визначається:

- просторовими прямокутними координатами X , Y , Z (вісь Z збігається з віссю обертання еліпсоїда, вісь X лежить у площині нульового меридіана, а вісь Y доповнює систему до правої; початком системи координат є геометричний центр еліпсоїда);

- геодезичними (еліпсоїдальними) координатами: широтою – B , довготою – L , висотою – H ;

- плоскими прямокутними координатами x та y , які обчислюються у проекції Гаусса – Крюгера;

- геодезична висота H утворюється як сума нормальної висоти та висоти квазігеоїда над еліпсоїдом Красовського. Нормальні висоти геодезичних пунктів визначаються у Балтійській системі висот 1977 року, вихідним початком якої є нуль Крондштадського футштока, а висоти квазігеоїда обчислюються над еліпсоїдом Красовського.

**Вимоги до виконання курсової роботи
з дисципліни «Вища геодезія»**

Втілити на практиці цю систему виявилось доволі складно. Не до кінця виконаним залишається завдання з трансформування координат, тобто переходу від координат однієї референційної системи до іншої.

Основними перевагами її є те, що:

- система координат УСК-2000 встановлена за умови паралельності її осей просторовим осям Міжнародної загальноземної референційної системи координат ITRS;
- система координат УСК-2000 чітко узгоджена з Міжнародною загальноземною референційною системою координат ITRS на період 2000 року – ITRF2000.

Фактичною цінністю нової системи координат є можливість ефективного використання GNSS-технологій у топографо-геодезичному виробництві. Сучасні технології GNSS дають змогу вирішувати геодезичні завдання різного рівня: від розвитку державної геодезичної мережі до інвентаризації земельних ділянок. Практика показує, що продуктивність праці зростає при цьому у десятки разів і залежить переважно від необхідної точності визначення координат, ліміту часу на вимірювання, умов виконання робіт, застосування різних типів GNSS-приймачів.

Можна виділити такі класи кадастрових завдань, де застосовуються GNSS-технології:

- згущення геодезичної мережі (статика);
- прив'язка локальної координатної системи до глобальних систем координат (статика);
- знімання меж земельних ділянок й інших об'єктів на місцевості (статика й кінематика).

Завдання. Кожний студент реферативно описує наведені вище системи координат.

2. Розв'язування прямої та оберненої геодезичних задач на поверхні еліпсоїда на основі методу із середніми аргументами

2.1. Теоретичні основи рішення задач

Пряма геодезична задача

Нехай на рис. 1 крива Q_1Q_2 є геодезичною лінією між початковою точкою Q_1 і кінцевою Q_2 .

Візьмемо точку Q_0 , розташовану на середині геодезичної лінії Q_1Q_2 . Застосувавши такі формули (2.1) до кожної частини геодезичної лінії, отримаємо для широти (2.2):

$$\begin{aligned}
 B_2 - B_1 &= \left(\frac{dB}{ds}\right)_1 s + \left(\frac{d^2B}{ds^2}\right)_1 \frac{s^2}{2!} + \left(\frac{d^3B}{ds^3}\right)_1 \frac{s^3}{3!} + \dots, \\
 L_2 - L_1 &= \left(\frac{dL}{ds}\right)_1 s + \left(\frac{d^2L}{ds^2}\right)_1 \frac{s^2}{2!} + \left(\frac{d^3L}{ds^3}\right)_1 \frac{s^3}{3!} + \dots,
 \end{aligned} \tag{2.1}$$

$$\begin{aligned}
 A_2 - A_1 \pm 180^\circ &= \left(\frac{dA}{ds}\right)_1 s + \left(\frac{d^2A}{ds^2}\right)_1 \frac{s^2}{2!} + \left(\frac{d^3A}{ds^3}\right)_1 \frac{s^3}{3!} + \dots, \\
 B_1 - B_o &= -\left(\frac{dB}{ds}\right)_o s/2 + \frac{1}{2}\left(\frac{d^2B}{ds^2}\right)_o \frac{s^2}{4} - \frac{1}{6}\left(\frac{d^3B}{ds^3}\right)_o \frac{s^3}{8} + \dots, \\
 B_2 - B_o &= \left(\frac{dB}{ds}\right)_o s/2 + \frac{1}{2}\left(\frac{d^2B}{ds^2}\right)_o \frac{s^2}{4} + \frac{1}{6}\left(\frac{d^3B}{ds^3}\right)_o \frac{s^3}{8} + \dots
 \end{aligned} \tag{2.2}$$

Віднявши у (2.2) перше рівняння від другого, знаходимо:

$$B_2 - B_1 = \left(\frac{dB}{ds}\right)_o s + \left(\frac{d^3B}{ds^3}\right)_o \frac{s^3}{24} + \dots \tag{2.3}$$

Для різниці довгот та азимутів отримаємо аналогічно:

$$\begin{aligned}
 L_2 - L_1 &= \left(\frac{dL}{ds}\right)_o s + \left(\frac{d^3L}{ds^3}\right)_o \frac{s^3}{24} + \dots \\
 A_2 - A_1 \pm 180^\circ &= \left(\frac{dA}{ds}\right)_o s + \left(\frac{d^3A}{ds^3}\right)_o \frac{s^3}{24} + \dots
 \end{aligned} \tag{2.4}$$

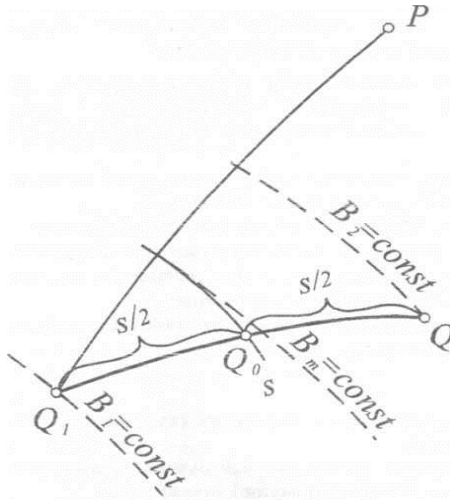


Рис. 2.1.

Нульовий індекс при похідних показує, що вони повинні обчислюватись за B_0 і A_0 . Отримані вирази мають перевагу перед формулами (2.1): члени з парними степенями відсутні, а й інших членах коефіцієнти при них зменшилися у декілька разів. Проте координати точки Q_0 (B_0 , L_0 , A_0), яка розташована посередині геодезичної ЛІНІЇ Q_1Q_2 , не будуть рівні середньому значенню координат цих точок (B_m , L_m , A_m).

Залежності між цими координатами можна отримати, якщо додати рівняння (2.2) і поділити на два:

$$B_m - B_0 = \frac{1}{8} \left(\frac{d^2 B}{ds^2} \right)_0 s^2. \quad (2.5)$$

Аналогічно:

$$L_m - L_0 = \frac{1}{8} \left(\frac{d^2 L}{ds^2} \right)_0 s^2, \quad A_m - A_0 \pm 180^\circ = \frac{1}{8} \left(\frac{d^2 A}{ds^2} \right)_0 s^2.$$

Як видно, ці залежності – малі величини другого порядку.

Наведені вище формули, у загальному вигляді, розв'язують поставлену задачу. Але оскільки ставиться за мету отримати різниці координат у функції B_m і A_m , то потрібно встановити залежність між вказаними похідними. Вона виражається з допомогою ряду Тейлора:

$$\left(\frac{dB}{ds}\right)_o = \left(\frac{dB}{ds}\right)_m + \frac{\partial\left(\frac{dB}{ds}\right)_m}{\partial B}(B_o - B_m) + \frac{\partial\left(\frac{dB}{ds}\right)_m}{\partial A}(A_o - A_m).$$

Часткові похідні, що входять в цю формулу, дорівнюють:

$$\frac{\partial\left(\frac{dB}{ds}\right)_m}{\partial B} = \frac{\partial\frac{\cos A_m}{M_m}}{\partial B} = 3N^{-1}\eta_m^2 t_m \cos A_m,$$

$$\frac{\partial\left(\frac{dB}{ds}\right)_m}{\partial A} = \frac{\partial\frac{\cos A_m}{M_m}}{\partial A} = -M^{-1} \sin A_m.$$

З похибкою на малі величини четвертого порядку, остаточно отримаємо:

$$B_2 - B_1 = \frac{s \cos A_m}{M_m} \left\{ 1 + \frac{1}{24} \frac{s^2}{N_m^2} \times \left[\sin^2 A_m (2 + 3t_m^2 + 2\eta_m^2) + 3\eta_m^2 \cos^2 A_m (t_m^2 - 1 - \eta_m^2 - 4t_m^2 \eta_m^2) \right] \right\}, \quad (2.6)$$

А з похибкою на величину третього порядку можна записати:

$$B_2 - B_1 = b = \frac{s \cos A_m}{M_m},$$

$$L_2 - L_1 = l = \frac{s \sin A_m}{N_m \cos B_m},$$

$$A_2 - A_1 \pm 180^\circ = a = \frac{s \sin A_m}{N_m \cos B_m} \sin B_m.$$

Використавши вирази (2.7) для перетворення поправочних членів у формулі (2.6) і, не беручи до уваги:

члени $\frac{s^3}{R^3} \eta^2$ і менше, отримаємо для різниці широт остаточно:

$$b = \frac{s \cos A_m}{M_m} \left\{ 1 + \frac{l^2}{12} + \frac{a^2}{24} \right\}. \quad (2.8)$$

**Вимоги до виконання курсової роботи
з дисципліни «Вища геодезія»**

Для різниці довгот та азимутів формули отримуються аналогічним чином. Запишемо ці формули в кінцевому вигляді:

$$l = \frac{s \sin A_m}{N_m \cos B_m} \left\{ 1 - \frac{b^2}{24} + \frac{a^2}{24} \right\}, \quad (2.9)$$

$$a = \frac{s \sin A_m}{N_m \cos B_m} \sin B_m \left\{ 1 + \frac{b^2}{12} - \frac{a^2}{24} + \frac{l^2}{12} \right\}. \quad (2.10)$$

Наведені скорочені формули для різниць широт, довгот та азимутів відрізняються від повних формул (2.6), які точні до величин четвертого порядку включно, лише на відкинуті малі величини порядку:

$$\psi \frac{s^3}{R^3} \eta^2.$$

У формулах (2.8)–(2.10) величини b , l , a – функції середньої широти B_m і середнього азимута A_m , які невідомі. Невідомі також і аргументи b і l в поправочних членах вказаних формул. **Тому пряма геодезична задача розв'язується методом послідовних наближень таким чином.**

Приймаємо b і a рівними нулю, тобто:

$$B_m = B_1,$$

$$A_m = A_1,$$

і з цими значеннями обчислюємо в першому наближенні b^I , l^I , a^I , а потім знаходимо:

$$\begin{aligned} B_m &= B_1 + \frac{b^I}{2}, \\ A_m &= A_1 + \frac{a^I}{2}. \end{aligned} \quad (2.11)$$

З цими наближеними значеннями знаходимо нові, більш точні значення B_m і A_m та повторюємо обчислення b і a , а також l . Так роблять до тих пір, поки результати обчислень із двох суміжних наближень не **стануть однаковими.**

Обернена геодезична задача

За відомих значень B_1, L_1, B_2, L_2 ми можемо знайти:

$$B_m = \left(\frac{B_1 + B_2}{2} \right), \quad b = B_2 - B_1, \quad l = L_2 - L_1.$$

Для знаходження невідомих s, A_1, A_2 використовують отримані вище формули для прямої геодезичної задачі. При цьому для обчислення A_1, A_2 достатньо знайти:

$$A_m = \frac{1}{2}(A_1 + A_2 \pm 180^\circ) \quad \text{та} \quad a = A_2 \pm 180^\circ - A_1. \quad \text{Тоді}$$

отримаємо

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= A_m - \frac{1}{2}a \\ A_2 &= A_m + \frac{1}{2}a \pm 180^\circ \end{aligned} \right\}$$

Для знаходження A_m представимо формули (2.8) та (2.9) у вигляді:

$$\left. \begin{aligned} s \cos A_m &= Q = bM_m \left\{ 1 - \frac{l^2 \sin^2 B_m}{24} - \frac{l^2}{12} \right\} \\ s \sin A_m &= P = lN_m \cos B_m \left\{ 1 - \frac{l^2 \sin^2 B_m}{24} - \frac{b^2}{24} \right\} \end{aligned} \right\} \quad (2.12)$$

Розділивши ці два рівняння, отримаємо:

$$\operatorname{tg} A_m = \frac{P}{Q}. \quad (2.13)$$

Величину a знаходимо на основі формули (2.10):

$$a = l \sin B_m \left\{ 1 + \frac{l^2 \sin^2 B_m}{24} + \frac{b^2}{12} + \frac{l^2}{12} \right\}. \quad (2.14)$$

Довжину геодезичної лінії s легко знаходимо із рівняння:

$$s = Q \cos A_m + P \sin A_m = \sqrt{Q^2 + P^2}. \quad (2.15)$$

**Вимоги до виконання курсової роботи
з дисципліни «Вища геодезія»**

2.2. Алгоритм та числовий приклад розв'язування прямої та оберненої геодезичних задач

Сталими величинами є параметри прийнятого еліпсоїда

$$a, \alpha = \text{const}, \quad e^2 = 2\alpha - \alpha^2,$$

Пряма геодезична задача

$$i = 0, \quad b^i = 0, \quad a^i = 0, \quad l^i = 0.$$

$$B_m^i = B_1 + \frac{b^i}{2}, \quad A_m^i = A_1 + \frac{a^i}{2};$$

$$b^{i+1} = \frac{s \cos A_m^i}{M_m^i} \left\{ 1 + \frac{a^{i2}}{24} + \frac{l^{i2}}{12} \right\},$$

$$l^{i+1} = \frac{s \sin A_m^i}{N_m^i \cos B_m^i} \left\{ 1 + \frac{a^{i2}}{24} - \frac{b^{i2}}{24} \right\},$$

$$a^{i+1} = l^{i+1} \sin B_m^i \cdot \left\{ 1 + \frac{a^{i2}}{24} + \frac{b^{i2}}{12} + \frac{l^{i2}}{12} \right\}.$$

$$B_m^{i+1} = B_1 + \frac{b^{i+1}}{2}, \quad A_m^{i+1} = A_1 + \frac{a^{i+1}}{2}.$$

$$i = i + 1,$$

якщо $|B_m^{i+1} - B_m^i| < 0.0001''$ і

$|A_m^{i+1} - A_m^i| < 0.001''$, то тоді остаточно знаходять

$$B_2 = B_1 + b', \quad L_2 = L_1 + l', \quad A_2 = A_1 + a'.$$

У випадку невиконання поставлених умов повторюють обчислення за формулами, які виділені у прямокутнику.

Обернена геодезична задача

$$B_2 - B_1 = b, \quad L_2 - L_1 = l, \quad \frac{1}{2}(B_1 + B_2) = B_m.$$

$$M_m = \frac{a(1 - e^2)}{(1 - e^2 \sin^2 B_m)^{\frac{3}{2}}}, \quad N_m = \frac{a}{(1 - e^2 \sin^2 B_m)^{\frac{1}{2}}}.$$

$$s \cos A_m = Q = b M_m \left\{ 1 - \frac{l^2 \sin^2 B_m}{24} - \frac{l^2}{12} \right\},$$

$$s \sin A_m = P = IN_m \cos B_m \left\{ 1 - \frac{l^2 \sin^2 B_m}{24} - \frac{b^2}{24} \right\}.$$

$\operatorname{tg} A_m' = \frac{P}{Q}$. В залежності від знаків P і Q знаходимо азимут A_m .

$$a = l \sin B_m \left\{ 1 + \frac{l^2 \sin^2 B_m}{24} + \frac{b^2}{12} + \frac{l^2}{12} \right\},$$

$$A_1 = A_m - \frac{\alpha}{2}, \quad A_2 = A_m + \frac{\alpha}{2} \pm 180^\circ.$$

$$s = Q \cos A_m + P \sin A_m = \sqrt{Q^2 + P^2}.$$

б) числовий приклад

Для еліпсоїда Красовського:

$$a = 6378245 \text{ м}; \quad e^2 = 0.006693421623.$$

Вихідні дані:

Пряма геодезична задача

$$B_1 = 50^\circ, L_1 = 24^\circ, A_1 = 45^\circ, s = 60000 \text{ м}.$$

Позначення	Числові значення
B_m^0	50°
A_m^0	45°
b^1	$6.657144 \cdot 10^{-3}$
a^1	$7.911677 \cdot 10^{-3}$
l^1	$1.032793 \cdot 10^{-2}$
B_m^1	$50^\circ 11' 26.56''$
A_m^1	$45^\circ 13' 35.95''$
b^2	$6.6306144 \cdot 10^{-3}$
a^2	$7.9967807 \cdot 10^{-3}$
l^2	$1.0409943 \cdot 10^{-2}$
B_m^2	$50^\circ 11' 23.831''$
A_m^2	$45^\circ 13' 44.727''$
b^3	$6.63033218 \cdot 10^{-3}$
a^3	$7.99690367 \cdot 10^{-3}$
l^3	$1.04102177 \cdot 10^{-2}$
B_m^3	$50^\circ 11' 23.8021''$
A_m^3	$45^\circ 13' 44.740''$
b^4	$6.63033178 \cdot 10^{-3}$
a^4	$7.99690187 \cdot 10^{-3}$
l^4	$1.04102165 \cdot 10^{-2}$
B_m^4	$50^\circ 11' 23.8020''$
A_m^4	$45^\circ 13' 44.740''$
B_2	$50^\circ 22' 47.6041''$
L_2	$24^\circ 35' 47.2613''$
A_2	$225^\circ 27' 29.479''$

**Вимоги до виконання курсової роботи
з дисципліни «Вища геодезія»**

Для виконання варіантів: $B_1^\circ + n^\circ$, $L_1^\circ + n^\circ$, де n – порядковий номер студента в групі.

Обернена геодезична задача

$$B_1 = 50^\circ, B_2 = 50^\circ 22' 47.6041''$$

$$L_1 = 24^\circ, L_2 = 24^\circ 35' 47.2613''.$$

Позначення	Числові значення
b	$6.63033178 \cdot 10^{-3}$
l	$1.04102166 \cdot 10^{-2}$
B_m	$50^\circ 11' 23.80205''$
M_m	6373274.198
N_m	6390878.516
P	42595.70715
Q	42256.42824
A_m'	$45^\circ 13' 44.7397''$
A_m	$45^\circ 13' 44.7397''$
a	$7.99690851 \cdot 10^{-3}$
A_1	$44^\circ 59' 59.999''$
A_2	$225^\circ 27' 29.480''$
s	60000.000

Для контролю обчислення прямої та оберненої задач застосуйте будь-які програмні продукти.

3. Теоретичні основи оцінки точності проєктів побудови опорних геодезичних мереж методом полігонометрії

3.1. Оцінка точності одиночного полігонометричного ходу

Оцінюють точність полігонометричних ходів у положенні пункту ходу в найслабшому його місці та відносних помилок ходів. На основі цього роблять висновок про відповідність запроєктованого ходу відповідному класу або розряду полігонометрії, розраховують точність кутових і лінійних вимірювань. Оцінку точності виконують за відомими формулами. Так, для ламаного (зігнутого) ходу, який спирається на дві вихідні сторони, очікувана середня квадратична похибка розраховується за формулою:

$$M^2 = m_S^2 \cdot n + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \left[D_{u,i}^2 \right]. \quad (3.1)$$

Для витягнутого ходу застосовують формулу:

$$M^2 = m_S^2 \cdot n + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [S]^2 \cdot \frac{n+3}{12}, \quad (3.2)$$

де M – очікувана середня квадратична похибка у положенні кінцевої точки ходу стосовно початкової після врівноваження за умови дирекційних кутів; $[S]$ – довжина полігонометричного ходу; m_s – середня квадратична похибка вимірювання кожної лінії; m_β – середня квадратична похибка вимірювання кутів; n – кількість сторін в ході; ρ – кількість секунд в радіані (206265); $D_{u,i}$ – віддалі між центром ваги ходу і пунктами ходу.

Значення $D_{u,i}$ – визначають як аналітичним, так і графічними способами. Для визначення $D_{u,i}$ необхідно насамперед знайти координати центра ваги ходу (X_u, Y_u), які визначаються як середнє арифметичне із координат усіх точок ходу. Для цього з'єднують початкову та кінцеву точки ходу (рис. 3. 1).

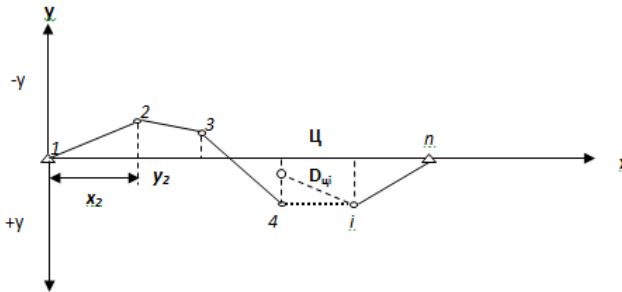


Рис. 3.1. Аналітичний спосіб визначення $D_{ц,i}$

Цю лінію приймають за вісь абсцис, а першу точку ходу – за початок координат. Вісь абсцис буде перпендикулярною до цієї лінії.

Графічно визначають координати усіх точок ходу. Після цього вираховують координати центра ваги ходу за формулами:

$$X_{ц} = \frac{[X_i]}{n}; \quad Y_{ц} = \frac{[Y_i]}{n}. \quad (3.3)$$

За цими значеннями координат центра ваги наносять на карту (план) і від неї графічно визначають віддалі $D_{ц,i}$ до кожної точки ходу, включаючи початкову та кінцеву точки ходу.

Розрахунок точності кутових і лінійних вимірювань ґрунтується на значенні середніх квадратичних похибок ходів, тобто:

$$\frac{M}{L} = \frac{1}{T_c} \text{ або } \frac{2M}{L} = \frac{1}{T}, \quad (3.4)$$

де T_c – знаменник середньої відносної похибки ходу; $T_c = 2T$; T – знаменник граничної відносної похибки ходу.

Враховуючи принцип впливу похибок кутових і лінійних вимірів для витягнутого полігонометричного ходу, можна записати:

$$\frac{m_u}{L} = \frac{1}{T_c \cdot \sqrt{2}}; \quad \frac{m_t}{L} = \frac{1}{T_c \cdot \sqrt{2}}, \quad (3.5)$$

де m_u – поперечна середня квадратична похибка положення кінцевої точки ходу; m_t – поздовжня середня квадратична похибка положення кінцевої точки ходу.

Оцінку точності запроєктованих полігонометричних ходів обчислюють за формулою (3.2).

Відповідно до формули (3.2), поперечна похибка ходу є наслідком помилок кутових вимірювань і визначається залежністю:

$$m_u = \frac{m_\beta}{\rho''} \cdot L \cdot \sqrt{\frac{n+3}{12}}. \quad (3.6)$$

Звідки:

$$m_\beta = \frac{m_u \cdot \rho''}{L} \cdot \sqrt{\frac{12}{n+3}}.$$

Враховуючи (3.5), отримаємо:

$$m_\beta = \frac{1 \cdot \rho''}{T_c \cdot \sqrt{2}} \cdot \sqrt{\frac{12}{n+3}}. \quad (3.7)$$

Враховуючи принцип однакових впливів похибок лінійних вимірювань для витягнутого ходу, запишемо:

$$\frac{m_t}{L} = \frac{1}{T_c \cdot \sqrt{2}} \text{ або } m_t = \frac{L}{T_c \cdot \sqrt{2}}. \quad (3.8)$$

Розглянемо простий випадок, коли для лінійних вимірювань застосовуються світловіддалеміри або електронні тахеометри, систематичні похибки у яких відсутні або дуже малі і ними можна знехтувати.

Тоді:

$$m_t^2 = m_s^2 \cdot n \text{ або } m_t = m_s \cdot \sqrt{n}, \quad (3.9)$$

де m_t і m_u – відповідно поздовжній і поперечний зсув кінцевої точки ходу.

$$L = n \cdot S.$$

Формулу (3.10) безпосередньо отримаємо з (3.8) і (3.9):

$$m_s = \frac{\sqrt{L} \cdot \sqrt{S}}{T_c \cdot \sqrt{2}} = \frac{\sqrt{L} \cdot S}{T_c \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{S}} = \frac{\sqrt{n} \cdot S}{T_c \cdot \sqrt{2}}. \quad (3.10)$$

або:

$$\frac{m_s}{S} = \frac{\sqrt{n}}{T_c \cdot \sqrt{2}}. \quad (3.11)$$

За одержаними значеннями m_β і m_s , згідно з табл. 3. 1, уточнюють розряд мережі полігонометрії та підбирають тип світловіддалеміра, теодоліта чи електронного тахеометра.

Для вибору потрібного електронного тахеометра необхідно детально розібратися у можливостях приладу. Перевагу надають точності кутових та лінійних вимірів. За цим показником доцільно встановити таку класифікацію:

**Вимоги до виконання курсової роботи
з дисципліни «Вища геодезія»**

Таблиця 3.1

Класифікація електронних тахеометрів

Клас	Прецизійні	Точні	Рутинні	Безрефлекторні	Універсальні
Марка приладу	Trimble 5601 DR Standart/ Leica TDM 5005/ Leica NC 2003	Nikon PL 632/ Sokkia SETX 1/ Topcon GPT 3102 N	Spresta Precision Focus 4/ South 355 R/ Pentax 326 EX	Leica Flexline/ Topcon IS-1	Leica TPS 1200
Точність кутових вимірювань	0,5"/0,5"/0,5"	2"/1/2"	7"/5"/6"	2"/1"	1"
Точність лінійних вимірювань, мм на 1 км ходу	0,3 – 0,5 мм до 1 км 1+2 / 1+2	3+2/ 1,5 +2/ 2+2	3+2/ 2+2/ 2+2	2+1 / 2+1	1+1,5

- **прецизійні** – це такі електронні тахеометри, точність вимірювання кутів яких становить $\leq 1''$, ліній ≤ 1 мм. Їх використовують для високоточних інженерно-геодезичних робіт. Крім того, їх можна застосовувати в метрології, наприклад, для перевірки ліній взірцевих геодезичних базисів з метою контролю їхньої стабільності. Еталоном у цьому класі є прилад фірми Trimble 5601 DR Standart, що має точність кутових вимірів 0,5", а лінійних – 0,3 мм до 1 км. Таким приладом користується Укрметртестстандарт;

- **точні** – це електронні тахеометри, точність кутових вимірювань яких коливається у межах від 1"–5", а лінійних – 4 мм на 1 км. Такі прилади доцільно використовувати для різноманітних топографо-геодезичних робіт, для створення мережі полігонометрії, землевпорядних та кадастрових робіт.

Такими електронними тахеометрами є, наприклад, прилад NPL 632 фірми Nikon, SET X1 фірми Sokkia тощо;

- **рутинні** – це прилади, точність кутових вимірювань яких може досягати 10", а лінійних – 5 мм і більше на км. Ці електронні

тахеометри використовують для створення знімальної основи, а також застосовують для виконання електронних тахеометричних знімів різних масштабів. Серед них можна назвати модель Focus 4 фірми Spectra Precision, 326X – фірми Pentax тощо;

- **безрефлекторні** – це прилади, що працюють без відбивача. Сьогодні ця функція постійно розвивається, а прилади цього класу здатні працювати без застосування відбивача на великих відстанях; це Leica FlexLine – до 1000 м, а Topcon IS – 1 до 2000 м;

- **універсальні** – спеціальний клас електронних тахеометрів, наприклад, з інтегрованим GPS-приймачем. Точність кутових і лінійних вимірювань висока. Першою такі прилади почала випускати компанія Leica Geosystem моделі SmartStation 1201+, що забезпечує високу точність вимірювання кутів 1", ліній 1+1.5 ppm.

Дані табл. 1 використовуються під час вибору типу електронного тахеометра для забезпечення необхідної точності вимірювання кутів та ліній у запроєктованій полігонометричній мережі.

3.2. Оцінка точності полігонометричних мереж строгим методом

Нагадаємо послідовність робіт під час оцінювання точності цим методом:

1. Показуємо стрілками довільно напрямки ходів мережі і за кожним ходом складаємо рівняння поправок, користуючись при цьому правилом, що коефіцієнти при поправках беруть зі знаком «+», якщо хід іде на вузлову точку, та зі знаком «-», якщо хід іде від вузлової точки, а також враховуючи те, що для вихідних пунктів поправки дорівнюють нулю.

2. У загальному рівняння мають вигляд:

$$-(i) + (j) + l_z = 0, \quad (3.12)$$

де (i) , (j) – поправки в ходи i та j ; l_z – вільний член ходів.

3. Складаємо таблицю коефіцієнтів рівнянь поправок, приймаючи вагу $P = 1$.

4. Ці самі рівняння подамо у матричній формі:

$$A = \begin{bmatrix} a_1 & a_2 & a_3 & a_n \\ b_1 & b_2 & b_3 & b_n \\ c_1 & c_2 & c_3 & c_n \\ u_1 & u_2 & u_3 & u_n \end{bmatrix},$$

**Вимоги до виконання курсової роботи
з дисципліни «Вища геодезія»**

де A – матриця коефіцієнтів рівнянь поправок.

5. Складаємо таблицю коефіцієнтів нормальних рівнянь і здійснюємо їх контроль за допомогою суми коефіцієнтів:

$$\begin{aligned} [P_{aa}] + [P_{av}] + [P_{ac}] + [P_{au}] &= 0; \\ [P_{av}] + [P_{vv}] + [P_{vc}] + [P_{vu}] &= 0; \\ [P_{ac}] + [P_{vc}] + [P_{cc}] + [P_{cu}] &= 0; \\ [P_{au}] + [P_{vu}] + [P_{cu}] + [P_{uu}] &= 0. \end{aligned} \tag{3.13}$$

6. Утворюємо вагову матрицю (P):

$$P = \begin{bmatrix} P_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & P_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & P_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & P_n \end{bmatrix},$$

де P – діагональна матриця ваг вимірів.

7. Знаходимо матрицю коефіцієнтів рівнянь поправок (A^T)

$$A^T = \begin{bmatrix} a_1 & v_1 & c_1 & u_1 \\ a_2 & v_2 & c_2 & u_2 \\ a_3 & v_3 & c_3 & u_n \\ a_n & v_n & c_n & u_n \end{bmatrix}$$

8. Далі знаходимо матрицю коефіцієнтів нормальних рівнянь N :

$$N = A \cdot P \cdot A^T = \begin{bmatrix} a_1 & a_2 & a_3 & a_n \\ v_1 & v_2 & v_3 & v_n \\ c_1 & c_2 & c_3 & c_n \\ u_1 & u_2 & u_3 & u_n \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} P_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & P_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & P_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & P_n \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} a_1 & v_1 & c_1 & u_1 \\ a_2 & v_2 & c_2 & u_2 \\ a_3 & v_3 & c_3 & u_3 \\ u_1 & u_2 & u_3 & u_n \end{bmatrix}$$

9. Обернена матриця N^{-1} .

10. Оцінка точності вузлових точок.

Порядок обчислень конкретного прикладу мережі наведено нижче.

4. Проєкт планової основи

4.1. Методика вибору геодезичних приладів для кутових і лінійних вимірів

Розглянемо тепер застосування наведених формул (3.7) і (3.10).

Для прикладу розрахуємо точність кутових вимірювань у полігонометрії 1 розряду. Візьмемо хід 1 розряду, в якому передбачено 10 сторін і для якого $1:T = 1:10000$ ($1:T_c = 1:20000$). Тоді:

$$m_\beta = \frac{1 \cdot 206265''}{20000 \cdot \sqrt{2}} \cdot \sqrt{\frac{12}{10+3}} = 7.''0. \quad (4.1)$$

Для визначення m_s за формулою (3.10) візьмемо для прикладу запроєктований хід 1 розряду та приймемо середню довжину лінії 300 м і запишемо:

$$m_s = \frac{\sqrt{n} \cdot S}{T_c \cdot \sqrt{2}} = \frac{\sqrt{3} \cdot 300}{20000 \cdot \sqrt{2}} = 0.017 \text{ м} = 1,7 \text{ см}. \quad (4.2)$$

У нашому випадку згідно з отриманими даними ($m_\beta = 7.''0$, $m_s = 1,7 \text{ см}$) вибираємо електронний тахеометр Spresta Precision Focus 4, технічні характеристики якого наведені у табл. 1.

4.2. Оцінка точності проєкту полігонометричної мережі строгим методом

Розглянемо варіант оцінки точності полігонометричної мережі, показаної на рис. 4.2.

Складаємо рівняння поправок, які виникають у цій мережі:

$$\begin{aligned} 1) &+ (1) + I_{\text{Пт.2-1}} = 0 \\ 2) &+ (1) + I_{\text{Пт.3-1}} = 0 \\ 3) &+ (2) + I_{\text{Пт.4-2}} = 0 \\ 4) &- (2) + (3) + I_{2-3} = 0 \\ 5) &- (3) + I_{\text{Пт.5-3}} = 0 \\ 6) &- (1) + (4) + I_{1-4} = 0 \\ 7) &- (3) + (4) + I_{3-4} = 0 \\ 8) &- (2) + (4) + I_{2-4} = 0 \\ 9) &- (4) + I_{\text{Пт.1-4}} = 0 \end{aligned}$$

**Вимоги до виконання курсової роботи
з дисципліни «Вища геодезія»**

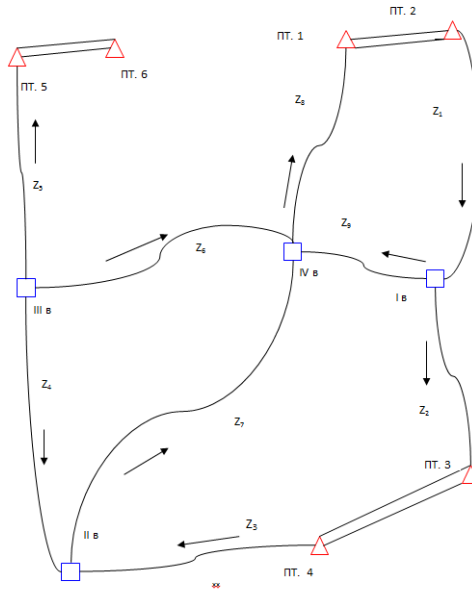


Рис. 4.2 Схема полігонометричних ходів

Порядок обчислення оцінки точності полігонометричної мережі строгим методом наведено в табл. 4.2–4.6.

Таблиця 4.2

Коефіцієнти рівнянь поправок

№ ходів	L	P	Номер вузлової точки				S	Pa	Pb	Pc	Pd	PS
			a (1)	b (2)	c (3)	d (4)						
Пт.2.-Ів	4,72	0,21	1	0	0	0	1,00	0,21	0	0	0	0,21
Ів-Пт.3	2,34	0,42	-1	0	0	0	-1,00	-0,42	0	0	0	-0,42
Пт.4-ІІв	3,98	0,25	0	1	0	0	1,00	0	0,25	0	0	0,25
ІІв-ІІІв	3,96	0,25	0	-1	1	0	0	0	-0,25	0,25	0	0
ІІІв-Пт.5	1,92	0,52	0	0	-1	0	-1,00	0	0	-0,52	0	-0,52
Ів-Ів	2,5	0,40	-1	0	0	1	0,00	-0,40	0	0	0,40	0
ІVв-ІІІв	2,28	0,44	0	0	-1	1	0,00	0	0	-0,44	0,44	0
ІVв-ІІв	2,54	0,39	0	-1	0	1	0,00	0	-0,39	0	0,39	0
ІVв-Пт.1	3,9	0,26	0	0	0	1	1,00	0	0	0	0,26	0,26
		Σ	-1	-1	-1	4	1,00	-0,61	-0,39	-0,71	1,49	-0,22

Таблиця 4.3

Вагова матриця Р

Р								
0,21	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0,42	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0,25	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0,25	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0,52	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0,4	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0,44	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0,39	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0,26

Таблиця 4.4

Матриця коефіцієнтів рівнянь поправок

A ^T								
1	-1	0	0	0	-1	0	0	0
0	0	1	-1	0	0	0	-1	0
0	0	0	1	-1	0	-1	0	0
0	0	0	0	0	1	1	1	1

Таблиця 4.5

Матриця коефіцієнтів нормальних рівнянь N

A ^T ·P·A			
1,03	0	0	-0,4
0	0,89	-0,25	-0,39
0	-0,25	1,21	-0,44
-0,4	-0,39	-0,44	1,49

Таблиця 4.6

Обернена матриця N⁻¹

(A ^T ·P·A) ⁻¹			
1,138672	0,247858	0,20833	0,43208
0,247858	1,55894	0,55418	0,638234
0,20833	0,55418	1,136019	0,53645
0,43208	0,638234	0,53645	1,112605

Середні квадратичні помилки врівноважених вузлових точок

Приймаючи вплив кутових та лінійних вимірів однаковими $m_x = 20$ мм, визначимо очікувані середні квадратичні похибки визначення положення вузлових точок за квадратичними коефіцієнтами Q_{mn} :

**Вимоги до виконання курсової роботи
з дисципліни «Вища геодезія»**

$$M_K^2 = 2m^2 \cdot Q_{mn}.$$

Для вузлових точок I, II, III, IV матимемо:

$$M_{I\beta}^2 = \pm 2 \cdot 20^2 \cdot Q_{11} = 800 \cdot 1,1387 = \pm 910,96 \text{ мм};$$

$$M_{I\beta} = \pm 30,18 \text{ мм};$$

$$M_{II\beta}^2 = \pm 2 \cdot 20^2 \cdot Q_{22} = 800 \cdot 1,5589 = \pm 1247,12 \text{ мм};$$

$$M_{II\beta} = \pm 35,31 \text{ мм};$$

$$M_{III\beta}^2 = \pm 2 \cdot 20^2 \cdot Q_{33} = 800 \cdot 1,1360 = \pm 908,80 \text{ мм};$$

$$M_{III\beta} = \pm 30,15 \text{ мм};$$

$$M_{IV\beta}^2 = \pm 2 \cdot 20^2 \cdot Q_{44} = 800 \cdot 1,1126 = \pm 890,08 \text{ мм};$$

$$M_{IV\beta} = 29,83 \text{ мм}.$$

4.3. Оцінка точності витягнутого ходу

Далі розглянемо полігонометричний хід 1 розряду (ламаний) (рис. 4.3).

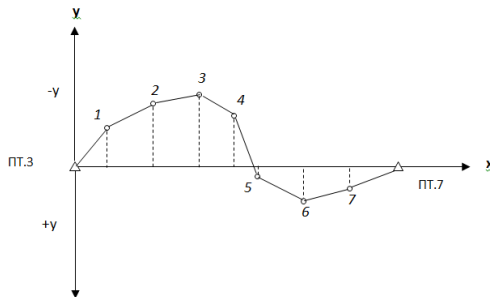


Рис. 4.3. Полігонометричний хід

У запроєктованому ході є 8 сторін. Довжини сторін коливаються від 200 до 320 м. Довжина замикаючої – $S = 2,1$ км. Відхилення точки 3 ходу від замикаючої становить 280 м, що більше ніж $1/10$ ходу, а відхилення дирекційного кута лінії 4–5 від дирекційного кута становить 49° , що перевищує 20° .

Враховуючи це, хід необхідно оцінювати за формулами для зігнутого ходу. Для спрощення обчислень скористаємось формулою (3.1), тобто формулою для оцінки точності полігонометричного ходу, у якому лінії вимірюватимуться електронним тахеометром.

Таблиця 4.7

Визначення координат

Координати	Пункти ходу								
	ПТ 3	1	2	3	4	5	6	7	ПТ 7
X_i	0	+180	+430	+750	+1040	+1250	+1480	+1780	+2060
Y_i	0	-100	-200	-280	-160	+75	+200	+125	0

Для обчислення $D_{ц,i}$ за вісь абсцис приймемо замикаючу ходу S , за вісь ординат – лінію, перпендикулярну до S . Спроекуємо всі точки ходу на вісь абсцис і графічно визначимо X_i та Y_i (табл. 4.8).

На підставі даних табл. 4.7 за формулами (3.3) обчислимо координати центра ваги ходу:

$$X_{Ц} = \frac{8970}{9} = 997 \text{ м};$$

$$Y_{Ц} = \frac{-340}{9} = -38 \text{ м}.$$

Знаючи $X_{ц}$, $Y_{ц}$, графічно визначимо величини $D_{ц,i}$ і зведемо їх у табл. 4.8.

Таблиця 4.8

Визначення величини $D_{ц,i}$

Координати	Пункти ходу								
	ПТ 3	1	2	3	4	5	6	7	ПТ 7
$D_{ц,i}$ (м)	1000	820	590	350	125	275	540	800	1060
$D^2_{ц,i}$ (м)	10^5	$6,7 \cdot 10^5$	$3,5 \cdot 10^5$	$1,2 \cdot 10^5$	$1,6 \cdot 10^4$	$7,6 \cdot 10^4$	$2,9 \cdot 10^5$	$6,4 \cdot 10^5$	$1,1 \cdot 10^5$

$$\left[D^2_{ц,i} \right] = 43 \cdot 10^5 \text{ м}^2.$$

Для полігонометрії 1 розряду $m_{\beta} = 5''$, $m_s = 1 \text{ см}$. Підставляючи ці значення у формулу (3.1), отримаємо:

$$M^2 = 0,0001 \cdot 8 + \frac{25 \cdot 43 \cdot 10^5}{4 \cdot 10^{10}} = 0,0035 \text{ м}^2;$$

$$M = 0,0591 \text{ м};$$

*Вимоги до виконання курсової роботи
з дисципліни «Вища геодезія»*

$$\frac{2M}{[S]} = \frac{0,12}{2100}, \quad \frac{2M}{[S]} = \frac{1}{17500}.$$

Розрахунки показують, що запроєктований хід відповідає вимогам точності полігонометрії 1 розряду.

Завдання. Кожний студент проєктує витягнутий полігонометричний хід 1, 2, 3, 4 класу або 1, 2 розряду, робить оцінку проєкту та встановлює точність геодезичних приладів для його реалізації.

Список рекомендованої літератури

1. Основні положення створення Державної геодезичної мережі України : Постанова Кабміну України від 8.06.98 № 844.
2. Топографо-геодезична та картографічна діяльність. Законодавчі та нормативні акти. Ч. 1. Вінниця : Атекс, 2000. 408 с.
3. Савчук С. Г. Вища геодезія : підручник. Вид. друге. Львів, 2016. 305 с.
4. Ассур В. Л. Высшая геодезия. М. : «Недра», 1971. 382 с.
5. Беспалов Н. А. Методы решения задач сфероидической геодезии. М. : «Недра», 1980.
6. Вировец А. М. Высшая геодезия. Ч. 1. М. : «Недра», 1970. 248 с.
7. Закатов П. С. Курс высшей геодезии. М. : «Недра», 1976. 502 с.

Для нотаток

Навчальне видання

*Лев Миколайович
ПЕРОВИЧ,
Дмитро Валерійович
СТЕРЛЄВ*

**Вимоги до виконання курсової роботи
з дисципліни «Вища геодезія»
для здобувачів вищої освіти
першого (бакалаврського) рівня
за спеціальністю 193 «Геодезія та землеустрій»
галузі знань 19 «Архітектура та будівництво»**

Методичні вказівки

Випуск 391

Редактор А. Бурмус.

*Технічний редактор О. Петроченко. Комп'ютерна верстка Н. Кардаш.
Друк С. Волинець. Фальцювально-палітурні роботи О. Мішалкіна.*

Підписано до друку 27.09.2021.

Формат 60x84^{1/16}. Папір офсет.

Гарнітура «Times New Roman». Друк ризограф.

Ум. друк. арк. 1,86. Обл.-вид. арк. 0,74.

Тираж 5 пр. Зам. № 6531.

*Видавець і виготовлювач: ЧНУ ім. Петра Могили.
54003, м. Миколаїв, вул. 68 Десанників, 10.*

Тел.: 8 (0512) 50-03-32, 8 (0512) 76-55-81, e-mail: rector@chmnu.edu.ua.

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 6124 від 05.04.201