

Міністерство освіти і науки, молоді та спорту України
Чернівецький національний університет
імені Юрія Федьковича

С. М. Білокриницький

Г е о д е з і я

Навчальний посібник

*Рекомендовано Міністерством освіти і науки,
молоді та спорту України
для студентів вищих навчальних закладів*



Чернівці
Чернівецький національний університет
2011

УДК 528(075.8)

ББК 26.12я73

Б 614

*Рекомендовано Міністерством освіти і науки,
молоді та спорту України
(лит № 1/11-4201 від 26.05.2011 р.)*

Рецензенти:

Дубровін В.О., доктор технічних наук, професор, Київський національний університет біоресурсів і природокористування;

Бондаренко Е.Л., доктор географічних наук, доцент, Київський національний університет імені Т. Шевченко;

Дроздівський О.П., кандидат технічних наук, доцент, Київський національний університет будівництва та архітектури.

Білокриницький С.М.

Б 614 Геодезія : навч. посібник / С.М. Білокриницький. – Чернівці : Чернівецький нац. ун-т, 2011. – 576 с.

ISBN

Навчальний посібник підготовлений відповідно до освітньо-професійних програм підготовки фахівців за освітньо-кваліфікаційним рівнем «Бакалавр» у галузі знань «Геодезія та землеустрій».

Запропановане видання містить загальні відомості про топографічні зйомки місцевості, методи топографічних зйомок, їх геодезичну основу. Значна увага приділена геометричному нівелюванню, мензульній зйомці. Розглянута тахеометрична зйомка, її суть, прилади для тахеометричної зйомки, знімальна основа тахеометричної зйомки, порядок її виконання та камеральні роботи. Описано геодезичні мережі. Подано характеристику картографічних проекцій, зокрема проекції Гауса. Розглянуто питання редукування ліній та площ на площину в проекції Гауса, GPS-системи. Висвітлено множення, копіювання і збереження карт (планів).

Для студентів базового напрямку «Геодезія, картографія та землеустрій», а також інших напрямів навчання, які вивчають дисципліни топографо-геодезичного і картографічного спрямування.

УДК 528 (075.8)

ББК 26.12я73

ISBN

© С. М. Білокриницький, 2011

© Чернівецький національний університет, 2011

ВСТУП

Предмет і задачі геодезії

Геодезія в її сучасному змісті – наука, яка вивчає фігуру Землі й питання створення на її поверхні геодезичної мережі опорних пунктів, що слугують планово-висотною основою для топографічних зйомок і різних військових, інженерних та інших робіт, які потребують точних вимірювань і розрахунків на місцевості.

Слово «геодезія» в перекладі з грецької мови означає землеподілення (geo – земля, desio – поділяю).

Геодезія – одна з найдавніших наук про Землю. Навіть сама назва предмета показує, що геодезія як наука виникла з практичних потреб людства, пов'язаних із вимірюваннями і діленням земельних ділянок. Сучасна геодезія є багатогранною наукою, яка розв'язує складні наукові, науково-технічні й інженерні задачі шляхом спеціальних вимірювань, що виконуються за допомогою геодезичних і інших приладів, та наступною математичною і графічною обробкою їх результатів.

Геодезію можна також визначити як науку про методи і техніку виконання вимірювань на земній поверхні, що виконуються з метою вивчення фігури Землі, а також побудову геодезичної основи для створення карт, планів і профілів та розв'язання різних прикладних задач.

Із розвитком суспільства, з підвищенням рівня науки і техніки змінюється і зміст геодезії. В процесі свого розвитку геодезія розділилась на декілька напрямів або розділів, які з часом перетворились на ряд самостійних наукових і науково-технічних дисциплін.

Вища геодезія розв'язує задачі по вивченню фігури і розмірів Землі та методи визначення координат точок на поверхні для території всієї країни. При досконалому вивченні методів розв'язання задач вищої геодезії з неї виок-

ремлюються в такі дисципліни, як геодезична астрономія, геодезична гравіметрія і космічна (супутникова) геодезія. *Геодезична астрономія* вивчає питання визначення координат зірок, способи визначення часу, а також астрономічних широт і довгот та азимутів у точках земної поверхні. *Геодезична гравіметрія* займається вивченням фігури Землі шляхом визначення за допомогою спеціальних приладів сили тяжіння в окремих точках земної поверхні. *Космічна (супутникова) геодезія* розв'язує різні геодезичні задачі з використанням штучних супутників Землі (ШСЗ).

Топографія розробляє методи створення топографічних карт і планів, тобто вивчає поверхню суші в геометричному відношенні. Але задачі сучасної топографії не обмежуються тільки геометричними вимірюваннями на земній поверхні. В топографії широко використовуються дані про місцевість, отримані географами, гідрологами, геоботаніками й іншими спеціалістами. Науковою дисципліною, яка вивчає і розробляє методи створення топографічних карт і планів по фотознімках, є *фототопографія*. В фототопографії широко застосовуються способи обробки фотознімків, які дозволяють визначати форми, розміри і положення об'єктів за їхнім фотографічним зображенням. У фототопографії в основному розглядається теорія відокремленого фотознімка. Теорію стереоскопічної пари аерофотознімків розглядає наукова дисципліна *фотограмметрія*.

Інженерна (прикладна) геодезія займається методами геодезичного забезпечення при розробці проектів, будівництві і експлуатації різних споруд, а також при вивченні, засвоєнні й охороні природних ресурсів.

Картографія – наука, яка вивчає питання картографічного зображення й розробляє методи створення карт та їх використання. До основних розділів картографії належать картознавство, математична картографія, складання і реда-

гування карт, оформлення карт, видання карт, картометрія, організація й економіка картографічного виробництва.

Основними задачами геодезії є:

- визначення розмірів і форми Землі;
- побудова на поверхні Землі мережі опорних геодезичних пунктів, тобто точне визначення положення окремих точок земної поверхні, які мають назву геодезичних пунктів; горизонтальне положення цих пунктів визначається їх географічними координатами (широтами і довготами) або координатами в іншій, доцільно обраній системі; вертикальне положення геодезичних пунктів визначається їх висотами, відстанями по вертикальній лінії від поверхні, яка взята за початкову (нульову);
- вивчення змін, які відбуваються на поверхні Землі, деформацій земної кори, рухів материків, переміщення берегових ліній і т. ін.;
- визначення на основі державної геодезичної мережі (ДГМ) пунктів розрядних геодезичних мереж, точок (пунктів) зйомочної мережі відносно яких безпосередньо визначають положення об'єктів місцевості;
- вивчення методів вимірювання ліній і кутів на поверхні землі, під землею (в шахтах, тунелях) за допомогою спеціальних геодезичних приладів;
- виконання різних вимірювальних робіт при вишукуванні, які виконуються з метою проектування і будівництва споруд, перенесення проектів цих споруд у натуру;
- вивчення методів обчислювальної обробки результатів вимірювань з використанням ЕОМ.

До загальних науково-технічних задач геодезії можна віднести:

- розробку й удосконалення методів вимірювань із різною, необхідною у відповідних випадках, точністю;
- встановлення й розробку типів інструментів і приладів, необхідних для вимірювань;
- розробка питань наукової організації всього комплексу геодезичних робіт з урахуванням вимог, які пред'являються до їх результатів та фізико-географічних умов районів робіт;
- розробка й удосконалення методів математичної обробки результатів вимірювань.

Основними задачами геодезії в Україні на сучасному етапі розвитку є:

- забезпечення функціонування та розвитку державної геодезичної мережі – створення національної геодезичної системи відліку, пов'язаної з європейськими та світовими системами координат;
- модернізація і розвиток державної геодезичної та гравіметричної мереж, згущення та оновлення державної висотної мережі;
- розвиток мережі постійно діючих станцій для супутникових радіонавігаційних спостережень;
- моніторингові дослідження на геодинамічних полігонах і територіях інтенсивного антропогенного навантаження для вдосконалення системи попередження про сейсмічні та інші небезпечні процеси і явища;
- розвиток фундаментальних досліджень і прикладних наукових розробок, геодезичне та фотограмметричне приладобудування – дослідження планетарної еволюції Землі (рухи земної кори та переміщення полюсів, варіації гравітаційного поля, швидкість обертання тощо);

- розроблення методів створення національної референтної системи відліку;
- теоретичне обґрунтування побудови та функціонування мережі перманентних СРНС-станцій;
- розроблення схем та методів побудови геодезичних мереж і геодинамічних полігонів із застосуванням СРНС-технологій;
- розроблення методів математичної обробки результатів геодезичних вимірів;
- розвиток фундаментальних досліджень фігури Землі.

Зв'язок геодезії з іншими науками

Геодезія спирається на досягнення ряду наукових дисциплін, насамперед математики, фізики і астрономії. Математика озброює геодезію засобами аналізу і методами обробки результатів вимірювань. Астрономія забезпечує геодезію вихідними даними для розвитку геодезичних опорних мереж. На основі законів фізики будують геодезичні прилади. Успішно використовуються досягнення науки і техніки в галузі автоматики, телемеханіки і радіоелектроніки, на базі яких конструюються геодезичні прилади.

Вивченням Землі в різних аспектах займається географія, геологія, геоморфологія, гравіметрія і геофізика. Тому й існує природний зв'язок геодезії з цими науками. Знання географії забезпечує правильну трактовку елементів ландшафту, який складає рельєф, природний покрив земної поверхні (рослинність, ґрунти, моря річки і т. ін.) і результати діяльності людини (населені пункти, дороги, споруди, засоби зв'язку і т. ін.). Форми рельєфу й закономірності їх змін розглядаються геологією і геоморфологією. Вивчення фігури Землі пов'язано з дослідженнями її зовнішнього гравітаційного поля, які неможливі без використання законів і приладів гравіметрії.

Дослідження навколоземного і космічного простору потребує детального вивчення зовнішнього гравітаційного поля Землі і розподілення мас в її тілі. Тому роль геодезії в розв'язанні задач космічних досліджень вагома.

Геодезичні вимірювання широко використовуються в сучасних наукових дослідженнях по вивченню внутрішньої будови Землі і процесів, які відбуваються на її поверхні і в надрах. За їх допомогою фіксуються величини вертикальних і горизонтальних тектонічних рухів земної кори, зміни берегових ліній морів і океанів, коливання рівнів останніх і т. ін.

Тепер неможливо знайти практичну галузь господарства, в якій геодезія і геодезичні роботи не мали б суттєвого значення.

Для забезпечення безперервного розвитку продуктивних сил країни дуже важливе вивчення її території в топографічному відношенні, що здійснюють за допомогою карт і планів, створених на геодезичній основі.

Геодезія відіграє важливу роль при розв'язанні багатьох задач господарства країни: при вишукуваннях, проектуванні і будівництві самих різних споруд, при розвідці і розробці родовищ корисних копалин, при плануванні, озелененню і благоустрою населених пунктів, земле- і лісоустрою, осушенні і зрошенні земель, при спостереженнях за деформацією споруд і т. ін.

Простежимо роль геодезичних робіт при будівництві того чи іншого об'єкта, наприклад, залізниці.

На основі господарських (насамперед економічних) міркувань встановлюється необхідність будівництва залізниці між адміністративно-економічними центрами. Уже на цій початковій стадії проектування необхідні карти дрібного масштабу; вони дозволяють накреслити загальний напрямок дороги, райони, через які вона проходить; з урахуванням даних карти, обґрунтовується економічний ефект

від проведення даної залізниці. Крім того, вже по карті більш великого масштабу, розробляють ряд варіантів прокладання дороги, з яких обирається лише один, що найбільш задовольняє вимогам, вказаним у проектному завданні.

Обравши остаточний варіант прокладання дороги, на основі топографічних карт району розташування дороги складають технічний проект. При цьому виконують деякі додаткові топографічні роботи і спеціальні вишукування в особливих місцях будівництва дороги, наприклад у місцях будівництва мостів через ріки тощо. З використанням топографічних даних розраховують об'єми деяких трудомістких видів робіт (об'єм земляних робіт при виїмках і настипах і т. ін.).

На основі складеного проекту далі здійснюють будівництво залізниці. За допомогою геодезичних вимірювань на місцевості встановлюють трасу дороги, роблять розмічування закруглень і встановлюють межі земляних робіт, які забезпечують отримання профілю шляху із заданими в проекті ухилами. При будівництві різного роду інженерних споруд (доріг, мостів, залізничних станцій, тунелів і т. ін.) геодезичні вимірювання є необхідною складовою частиною робіт, які виконуються і забезпечують на місцевості розмічування осей і меж споруд, встановлення їх у проектне положення в плані і по висоті як у цілому, так і в окремих їх частинах.

З вельми короткого і схематичного розгляду ходу проектування і будівництва залізниці видно, що геодезичні роботи відіграють у ньому важливу роль. Більше того, від повноти і подробиць топографічних матеріалів і правильності їх використання залежать ефективність споруди, вартість будівництва й економічні показники в процесі її експлуатації.

Аналогічне значення мають геодезичні роботи і при будівництві численних і різноманітних інших споруд, а також при здійсненні всіляких заходів, пов'язаних із використанням території країни.

Роль геодезії в землеустрої

Землеустрій – це сукупність соціально-економічних та екологічних заходів, спрямованих на регулювання земельних відносин і раціональну організацію території адміністративно-територіальних утворень, суб'єктів господарювання, що здійснюються під впливом суспільно-виробничих відносин і розвитку продуктивних сил.

Землеустрій передбачає:

- встановлення (відновлення) на місцевості меж адміністративно-територіальних утворень, землеволодінь і землекористувань;
- складання схем землеустрою, розроблення техніко-економічних обґрунтувань використання та охорони земель відповідних адміністративно-територіальних утворень;
- складання проектів впорядкування існуючих землеволодінь і землекористувань та створення нових;
- складання проектів відведення земельних ділянок;
- встановлення в натурі (на місцевості) меж земельних ділянок;
- складання проектів землеустрою, що забезпечують еколого-економічне обґрунтування сівозмін, упорядкування угідь, а також розроблення заходів щодо охорони земель;
- проведення топографо-геодезичних, картографічних, ґрунтових, геоботанічних та інших обстежень і розвідувань земель.

Крім того, створення і ведення державного земельного кадастру передбачає застосування єдиної системи просто-

рових координат і системи ідентифікації земельних ділянок. Складовою частиною державного земельного кадастру є проведення кадастрових зйомок. Кадастрові зйомки – це комплекс робіт, виконуваних для визначення та відновлення меж земельних ділянок. Кадастрова зйомка включає: геодезичне встановлення меж земельної ділянки; відновлення меж земельної ділянки на місцевості; виготовлення кадастрового плану.

Усі вищезазначені заходи передбачають проведення геодезичних робіт.

Для проведення робіт із кадастру необхідні високої якості картографо-геодезичні матеріали, які б давали можливість достатньо повно і детально відобразити кадастрову ситуацію. Для цієї мети необхідні заданого масштабу кадастрові карти і плани, каталоги координат та інші матеріали, які б забезпечували відповідну точність визначення елементів та характеристик кадастрових об'єктів. Наявність великої кількості територіальних одиниць із високою ціною земельних ділянок і густотою забудови зумовлює підвищені вимоги до точності відображення меж земельних ділянок, визначення їх площ.

Картографо-геодезичні матеріали кадастру включають кадастрові карти і плани, схеми, креслення та набір текстових документів у вигляді таблиць, списків, реєстрів тощо. Зміст картографо-геодезичних матеріалів визначається сукупністю елементів кадастрових планів, креслень, схем, які є відображенням властивостей кадастрових об'єктів.

Картографо-геодезичні матеріали кадастру використовують при виконанні таких завдань:

- прийняття управлінських рішень на рівні обласних, районних, міських і сільських органів влади;
- встановлення і визначення положення меж адміністративно-територіальних одиниць, землеволодінь і землекористувань, меж населених пунктів тощо;

- визначення площ кадастрових земельних ділянок та інших структурно-облікових одиниць;
- складання графічних додатків до правових та управлінських документів;
- планування природоохоронних і санітарно-гігієнічних заходів тощо.

Планово-картографічні матеріали кадастру є просторовим базисом, який забезпечує планово-висотний зв'язок даних про об'єкти і явища середовища у відповідних системах координат і висот на всіх рівнях представлення.

26 серпня 1997 року наказом № 85 Державного комітету України по земельних ресурсах було затверджено «Положення по земельно-кадастровій інвентаризації земель населених пунктів». Це Положення – нормативно-правовий документ, яким встановлюються основні вимоги до виконання робіт по земельно-кадастровій інвентаризації земель населених пунктів (міст, селищ, сіл), як невід'ємної частини вихідної інформації для ведення державного земельного кадастру.

Основним чинником, що визначає параметри земельно-кадастрових знімів, є вимоги до точності та детальності відображення кадастрових об'єктів. Ці вимоги, у свою чергу, визначаються цільовим призначенням, якістю земель і максимальними можливостями відображення в плані облікової одиниці площі. Такими обліковими одиницями повинні бути:

- у містах республіканського й обласного підпорядкування 1 кв. м (0,0001 га);
- для ділянок садово-городніх товариств – 2,5 кв. м (0,00025 га);
- у містах районного підпорядкування і в селищах – 15 кв. м (0,0015 га)
- у селах – 100 кв. м (0,0100 га).

Для забезпечення необхідної точності відображення прийнятої облікової одиниці площі похибка (гранична) точок знімального обґрунтування і межових знаків відносно найближчих пунктів державної геодезичної мережі не повинна перевищувати:

- у містах республіканського і обласного підпорядкування – 10 см;
- у містах районного підпорядкування і в селищах – 20 см;
- у селах – 40 см.

Помилка взаємного положення суміжних точок межі не повинна перевищувати 0,1 мм у масштабі плану.

Отже, як бачимо, геодезичні роботи в землеустрої займають дуже вагомe місце.

Історичний розвиток геодезії

Необхідність проведення геодезичних робіт виникла в людства в глибоку давнину. Народи Індії, Єгипту, Греції й інших країн за декілька тисячоліть до Різдва Христового здійснювали геодезичні роботи з метою будівництва каналів, споруд, поділену земельних масивів на ділянки, що засвідчують розкопки і пам'ятки, які збереглися.

Про геодезичні роботи в Росії, що відбулися декілька століть тому, засвідчують літописи, креслення, надписи на каміннях і ін. Найдавнішою пам'яткою є так званий Тмутараканський камінь, знайдений в 1792 році поблизу міста Тамань, який зараз знаходиться в Санкт-Петербурзькому Ермітажі. На цьому камені зберігся надпис, який розповідає про те, що в 1068 році князь Гліб виміряв відстань довжиною біля 20 км між Керчю і Таманню по льоду через Керченську протоку.

У середині XVIII століття основну роль у картографуванні країни відігравав Географічний департамент Петербурзької Академії наук, яка відала всіма зйомками в країні.

В 70–80-ті роки, у зв'язку зі створенням Генерального штабу, у функції якого входило й забезпечення військ картами, а також початими в 1975 р. великими зйомками Генерального межування, Географічний департамент поступово втратив значення основного картографічного відомства Росії.

Головне місце при виконанні основних астрономо-геодезичних, топографічних і картографічних робіт протягом всього XIX і початку XX століть займало Військово-топографічне депо Генерального штабу.

Початком організації військово-топографічної служби в Росії можна вважати створення в 1763 р. Генерального штабу, який у мирний час, поруч з іншими обов'язкам, повинен був здійснювати зйомки цілих губерній і великих просторів.

В 1796 році Генеральний штаб був розформований, а весь зібраний ним картографічний матеріал переданий у спеціально створену «Чертежную», перетворену в 1797 р. у Депо карт. В 1800 р. до Депо карт був приєднаний Географічний департамент. В 1812 р. Депо карт перейменували у Військово-топографічне депо. З 1816 р. Військово-топографічне депо перейшло у підпорядкування Головного штабу.

В 1822 р. був заснований Корпус військових топографів (КВТ), який виконував геодезичні, топографічні і картографічні роботи військового загальнодержавного значення.

Перші точні вимірювання було зроблено в 1816 р. одночасно в західних прикордонних районах під керівництвом відомого військового геодезиста К.І.Теннера і в прибалтійських районах під керівництвом відомого астронома і геодезиста, засновника та першого директора Пулковської астрономічної обсерваторії В.Я.Струве. Наукове обґрунтування цих робіт належало В.Я.Струве.

Роботи Теннера і Струве, які виконували наукові та практичні завдання, завершилися в 1852 р. кутовими вимірюваннями вздовж дуги меридіану від гирла Дунаю до берегів Північного Льодовитого океану, тобто на відстані більш ніж 25 градусів по широті. З 1822 р. у період діяльності КВТ, розвиток триангуляційних мереж як основи для топографічних зйомок стає системою. Але триангуляційні роботи, що виконувалися, не мали планового характеру, їх проводили здебільшого вибірково.

Над розвитком триангуляції паралельно з КВТ працювали й інші відомства: Гірниче – в Донбасі та Гідрографічне – уздовж берегів Чорного і Азовського морів. Але їхні триангуляції мали локальне значення і не були пов'язані між собою, а інколи виконувалися на тій же території, незалежно одна від іншої. Неузгодженість триангуляції поставили перед КВТ завдання: звести всі триангуляції в одну загальну державну систему. Але спроби зробити щось у цьому напрямі наприкінці ХІХ ст. були невдалими, бо триангуляції були різні за точністю, виконані без єдиної програми, що робило завдання загального зрівняння нерéalним. Це спричинило необхідність побудови триангуляції 1-го класу наново, за єдиною обґрунтованою програмою. Комісія з питань розробки схеми і програми нової триангуляції 1-го класу, очолена авторитетним військовим геодезистом І.І. Померанцевим, запропонувала будувати цю триангуляцію у вигляді рядів, розташованих приблизно по меридіанах і паралелях на відстані до 500 км один від одного, що утворить систему замкнутих геодезичних полігонів з периметром близько 2000 км. У перспективі ці полігони повинні були заповнюватися триангуляціями 2-го і 3-го класів.

З 1910 по 1916 р. виконувалось прокладання рядів триангуляції 1-го класу Пулково – Миколаїв із п'ятьма приле-

глими із заходу першокласними полігонами. Виконати цю програму завадила перша світова війна.

Побудову мереж тріангуляції 1-го класу було розпочато в 1923–1924 рр. Спочатку роботи розгортались дуже повільно, хоча методи кутових і лінійних вимірювань, а також схеми побудови тріангуляції були відомі, але потрібно було правильно вибрати найбільш придатні методи і схеми прокладання тріангуляції. Цю роботу провів відомий геодезист Ф.М. Красовський. В 1927 р. він запропонував ланки геодезичних полігонів 1-го класу робити завдовжки 200-250 км. Окрім того, у вузлових пунктах (на перетині рядів) вести спостереження подвійних пунктів Лапласа (на обох кінцях вихідної сторони) і в кожній ланці визначати проміжні пункти Лапласа через кожні 100 км.

З метою упорядкування виконання топогеодезичних робіт на початку 1924 р. у м. Харкові було створене Українське геодезичне управління (УГУ).

Всі астрономо-геодезичні мережі, виконані в Україні, були побудовані за схемою «Основних положень державної опорної геодезичної мережі СРСР» 1939 р.

У 1954 р. були затверджені «Основні положення про державну геодезичну мережу СРСР», які в 1961 році замінили на «Основні положення про побудову державної геодезичної мережі СРСР» і коротко називали «Основними положеннями 1954–1961 рр.».

У результаті діяльності українських спеціалістів і Військово-топографічної служби (ВТС) на території України виконано значну роботу по формуванню головної геодезичної основи. Мережу будували за схемою і програмою, які були передбачені Основними положеннями 1954–1961 рр. Старі мережі, побудовані згідно з Основними положеннями 1939 р., крім полігонів астрономо-геодезичних мереж, переведено в мережі згущення. З прийняттям Основних

положень 1998 р., постало завдання побудови та модернізації ДГМ України згідно з вимогами цих Положень.

Постановою Кабінету Міністрів України від 1 листопада 1991 року № 306 було створене Головне управління геодезії, картографії та кадастру при Кабінеті Міністрів, яке наприкінці 1999 року увійшло до складу новоствореного Міністерства екології та природних ресурсів України як департамент геодезії, картографії та кадастру. 27 грудня 2001 року на базі зазначеного Департаменту була сформована Державна служба геодезії, картографії та кадастру як урядовий орган державного управління зі статусом національної картографо-геодезичної служби. Проте 15 вересня 2003 року в результаті реорганізації Міністерства екології та природних ресурсів України Державна служба геодезії, картографії та кадастру була підпорядкована Державному комітету природних ресурсів України, в складі якого, 14 квітня 2004 року, вона була перетворена на рядовий департамент зазначеного комітету. І тільки з 12 липня 2005 року, Постановою Кабінету Міністрів України № 550 «Про утворення урядових органів державного управління», у складі Міністерства охорони навколишнього природного середовища Державна служба геодезії, картографії та кадастру (Укргеодезкартографія) зі статусом урядового органу державного управління у сфері геодезії, картографії та кадастру була знову відроджена. Свої функції (управлінські, виконавчі, контрольні, спостережні, дозвільні, регуляторні тощо) Укргеодезкартографія здійснює відповідно до Положення про Державну службу геодезії, картографії та кадастру, яке затверджене Постановою Кабінету Міністрів України від 24 вересня 2005 року № 979.

Розроблення державної політики і нормативно-правове регулювання діяльності у сфері картографо-геодезичного виробництва здійснює Міністерство охорони навколишнього природного середовища України. Надання держав-

них послуг і управління державним майном у зазначеній сфері – прерогатива Державної служби геодезії, картографії та кадастру.

На початок 2000 року структура підрозділів картографо-геодезичної служби набула сучасного вигляду. Сьогодні топографо-геодезичну і картографічну виробничу й наукову діяльність здійснюють Науково-дослідний інститут геодезії і картографії, науково-виробничі, виробничі та конструкторсько-виробничі підприємства, картографічна фабрика – усього 31 підприємство та організація. Із них у м. Києві розташовано 8 підприємств та організацій, у Вінниці – 4, решта – в Артемівську, Донецьку, Івано-Франківську, Житомирі, Львові, Лубнах, Маріуполі, Мукачевому, Полтаві, Рівному, Сімферополі, Севастополі, Сумах, Тернополі, Торезі, Ужгороді, Харькові, Херсоні, Чернівцях.

Розділ 1. Загальні відомості з геодезії і топографії

1. Поняття про форму і розміри Землі

1.1. Поняття про фігуру Землі

Всю поверхню Землі можна поділити на дві далеко не рівні між собою частини: океани разом із відкритими морями, які створюють єдину водну поверхню – «світовий океан», що становить 71% поверхні Землі, і материки, яким належить решта 29%.

Поверхня океанів у спокійному стані є одноманітно рівною. Поверхня ж материків, навпаки, являє собою вельми складні поєднання височин і низин, гір і долин і т. ін. У порівнянні з розмірами самої Землі поверхня материків слабо підвищується над загальним рівнем води в океанах. Коли говорять про форму Землі, мають на увазі не фізичну її поверхню з усіма нерівностями, а так звану рівневу поверхню, яка збігається із середнім положенням поверхні води в океанах і відкритих морях.

Рівневою поверхнею називається поверхня, яка всюди горизонтальна, тобто поверхня, у будь-якій точці якої вискові лінії перпендикулярні до неї. Таку поверхню утворюють рідини під впливом сили ваги.

Рівневих поверхонь можна уявити скільки завгодно. Однією з них є поверхня океанів в їх спокійному стані (при відсутності бентежень, течій, припливів і впливу змін атмосферного тиску, тобто коли вода знаходиться під впливом тільки сили земного тяжіння). Ця поверхня, уявлено продовжена під материками і островами так, щоби вона усюди перетинала напрямки вискових ліній під прямим кутом (рис. 1), приймається в геодезії за основну рівневу поверхню або ідеальну поверхню Землі. Основна рівнева поверхня Землі називається також поверхнею геоїда, а геометричне тіло, обмежене цією поверхнею, – геоїдом (від

грец. гео – земля), який приймається за фігуру Землі в її загальному вигляді.

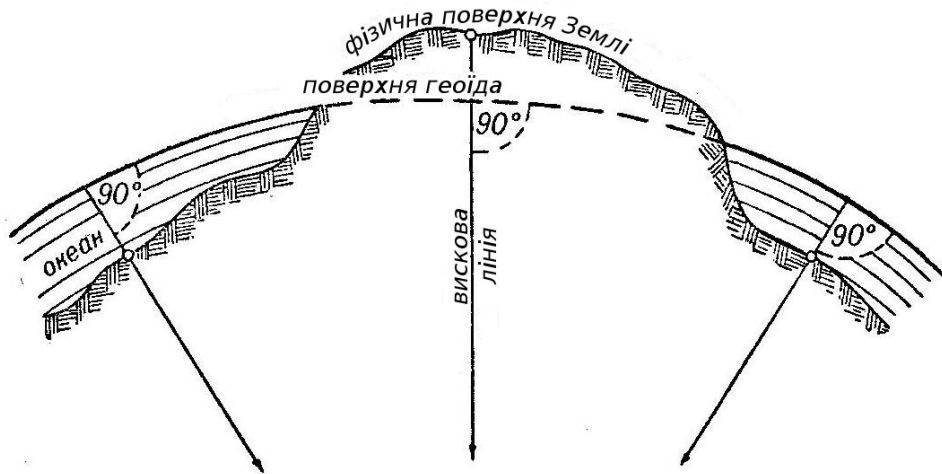


Рис. 1. Рівнева поверхня

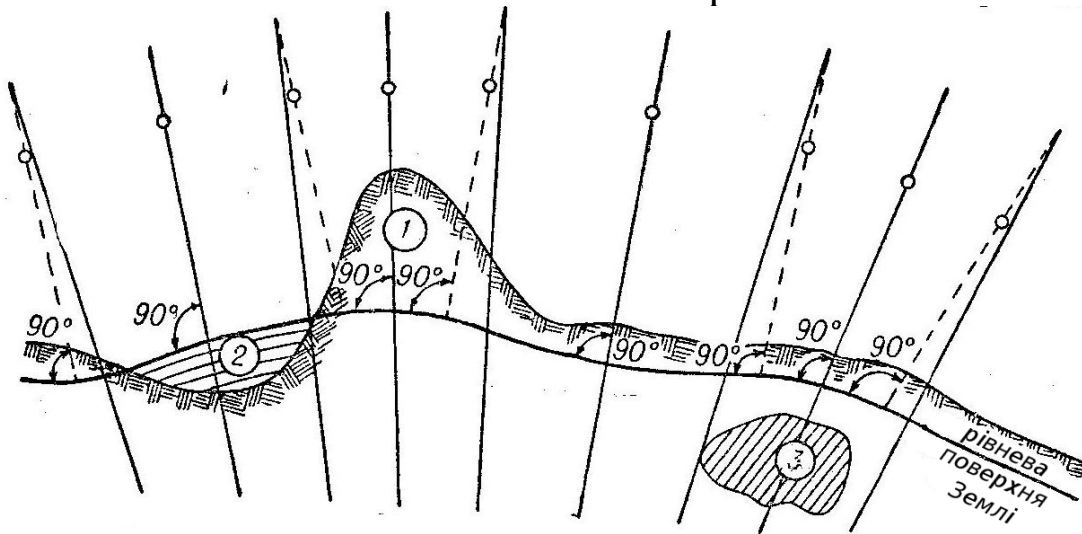


Рис. 2. Схема дії мас, які притягують на напрямок виска і профіль рівневої поверхні Землі: 1 – гора, 2 – море, 3 – щільні маси

Маси в земній корі розподілені нерівномірно, тому вискові лінії відхиляються в бік більш щільних мас, які притягуються від напрямків, що вони б займали, якщо б Земля була однорідною, без гір і западин (на рис. 2 дійсні напря-

мки вискових ліній зображені переривчатими лініями, а теоретичні для випадку однорідної Землі – суцільними). Отже, поверхня геоїда, яка всюди перпендикулярна напрямкам вискових ліній, буде мати складну, неправильну форму зі змінною кривизною.

Особливо різкі зміни кривизни поверхні геоїда спостерігаються біля підніжжя гірських хребтів, поблизу берегових ліній морів і глибоких озер. Близькість гори є причиною відхилення виска в бік гори від того положення, яке б він займав у випадку її відсутності. При цьому кут відхилення виска тим більший, чим ближче знаходиться гора і чим більша її маса. Подібні явища відхилення виска спостерігаються і в районах зі слабовираженим рельєфом, що свідчить про наявність у цьому районі мас із різною щільністю.

Отже, фігура геоїда суттєво залежить від розподілення мас у земній корі. Її поверхня має неправильну, складну і недостатньо ще вивчену форму. Однак дослідженнями результатів численних астрономо-геодезичних і гравіметричних вимірювань встановлено, що поверхня геоїда в загальному близька до поверхні еліпсоїда обертання з малим стисненням за напрямком полярної осі.

Тому при обробці результатів геодезичних вимірів замість складної поверхні геоїда приймають математично правильну поверхню еліпсоїда обертання. Форму і розміри еліпсоїда, а також його орієнтування в тілі Землі можна обрати так, що відхилення поверхні еліпсоїда від поверхні геоїда будуть мінімальними в межах території даної країни.

Таким чином, поверхня еліпсоїда є тією математичною поверхнею відносності, на яку переносять (проектують) виміряні елементи геодезичних мереж, а потім визначають взаємне положення проєкцій геодезичних пунктів.

1.2. Земний еліпсоїд

Земним еліпсоїдом називається еліпсоїд обертання, розміри якого встановлені з визначень розмірів Землі.

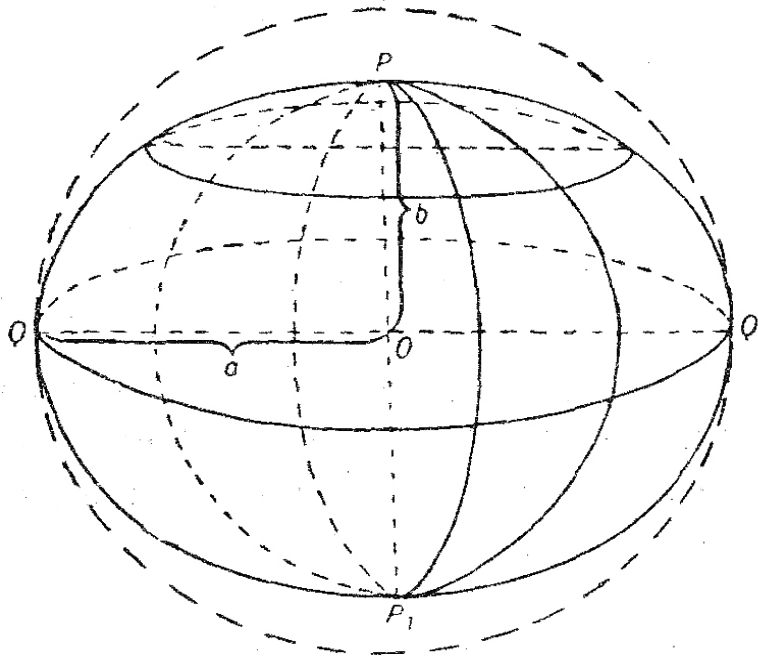


Рис. 3. Еліпсоїд обертання

Еліпсоїд обертання являє собою геометричне тіло, створене обертанням еліпсу QPQ_1P_1 навколо його малої осі PP_1 (рис. 3). Розміри і форма еліпсоїда впевнено визначаються довжинами великої a і малої b півосей еліпса, обертанням якого він створений.

Окрім того, форму еліпсоїда, тобто ступінь його сплюсненості, можна характеризувати іншими величинами, які залежать від півосей a і b , а отже, стисненням еліпсоїда (α), тобто відношенням різниці довжин великої і малої півосей еліпсоїда до довжини великої півосі:

$$\alpha = \frac{a - b}{a}, \quad (1.1)$$

або ексцентриситетом еліпсоїда

$$e = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{a}. \quad (1.2)$$

Із цих формул випливає, що чим більша різниця між півосями еліпса, тим більше він відрізняється від кола, а еліпсоїд обертання – від кулі. Інакше кажучи, чим більше стиснення або ексцентриситет, тим більша сплюсненість еліпсоїда, і навпаки.

При $\alpha=e=0$ еліпс обертається в коло, а еліпсоїд – у кулю.

Стиснення земного еліпсоїда $\alpha \approx 1:300$. Якщо виготовити модель еліпсоїда (глобус) з великою піввіссю $a=300$ мм, то мала піввісь такого глобуса була б всього на 1 мм коротше, що вказує на близькість форми земного еліпсоїда до форми кулі.

Елементи земного еліпсоїда – півосі a і b , стиснення α або піввісь a і ексцентриситет e , можна отримати величину малої півосі b еліпсоїда. Так, із формул (1.1) і (1.2) відповідно випливає:

$$\frac{b}{a} = 1 - \alpha \quad \text{і} \quad \frac{b}{a} = \sqrt{1 - e^2},$$

отже,

$$b = a(1 - \alpha) \quad \text{і} \quad b = a\sqrt{1 - e^2}.$$

Таким чином, еліпсоїд обертання визначається значеннями двох його елементів, з яких один обов'язково повинен бути лінійним (піввісь a або b). В геодезії земний еліпсоїд звичайно визначають значеннями його великої півосі a і стиснення α .

Розміри земного еліпсоїда обчислювались за матеріалами градусних вимірювань у різний час багатьма вченими. Деякі з результатів обчислень, що отримали застосування в геодезії, наведені в табл. 1.

Таблиця 1

Розміри земного еліпсоїда

Автор	Країна, де публікувались результати	Рік	Велика піввісь	Стиснення
Деламбр	Франція	1800	6 375 653	1: 334,0
Вальбек	Росія	1819	6 376 896	1: 302,8
Бессель	Німеччина	1841	6 377 397	1: 299,2
Кларк	Англія	1866	6 378 206	1: 295,0
Кларк	Англія	1880	6 378 249	1: 293,5
Жданов	Росія	1893	6 377 717	1: 299,7
Хейфорд	США	1910	6 378 388	1: 297,0
Красовський	СРСР	1940	6 378 245	1: 298,3
ПЗ-90	Росія	1990	6 378 136	1: 298,258
WGS-84	Світова	1984	6 378 137	1: 298,257

У різних країнах застосовуються різні розміри земного еліпсоїда. Так, наприклад, у США, Канаді і Мексиці користуються розмірами еліпсоїда Кларка 1866 р., у Франції – розмірами еліпсоїда Кларка 1880 р., в Єгипті, Фінляндії і декотрих інших країнах – розмірами еліпсоїда Хейфорда, в Австралії - розмірами еліпсоїда Бесселя.

У царській Росії і в СРСР до 1946 р. використовувались розміри еліпсоїда Бесселя 1841 року. З 1946 р., згідно з постановою уряду СРСР, для всіх астрономо-геодезичних і картографічних робіт СРСР були прийняті розміри земного еліпсоїда Красовського.

Унаслідок малого стиснення земного еліпсоїда його поверхня близька до сферичної. Тому для розв'язання декотрих практичних задач прикладного значення фігуру Землі приймають за кулю, поверхня якої дорівнюється поверхні еліпсоїда прийнятих розмірів. Радіус такої кулі, обчислений за елементами еліпсоїда Красовського, дорівнюється 6 371 116 м, або заокруглено 6371 км.

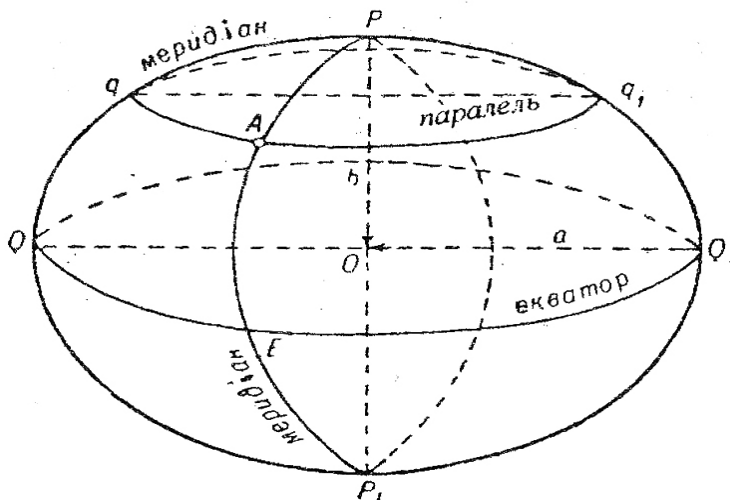
У геодезії радіус сферичної поверхні Землі часто береться таким, що дорівнює середньому радіусу кривизни під відповідною широтою.

З 1 січня 2007 року на території України введена Державна геодезична референсна система координат УСК-2000, яка відповідає міжнародним стандартам для систем координат і висот, подальший розвиток Української постійно діючої мережі супутникових спостережень, отримання зв'язку системи координат УСК-2000 зі Світовою геодезичною системою координат WGS-84 та Міжнародною загальноземною референтною системою координат ITRS.

1.3. Основні лінії і площини еліпсоїда

Розглянемо декотрі лінії і площини на поверхні еліпсоїда обертання, які використовуються при визначенні місцеположення точок і напрямків.

Площина QEQ_1 (рис. 4), перпендикулярна до осі обертання еліпсоїда і проходить через його центр, називається



площиною екватора, а переріз поверхні еліпсоїда цією площиною – екватором. Звичайно, екватор є колом, радіус якого дорівнює великій півосі $OQ_1 = a$.

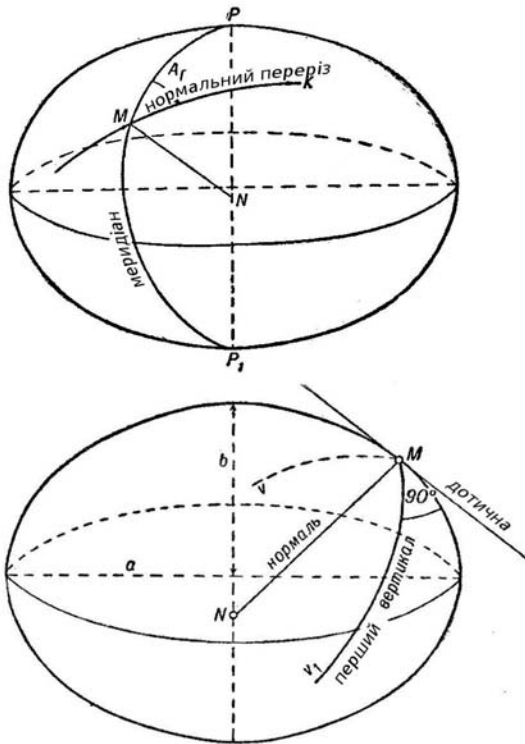
Рис. 4 Основні лінії і площини еліпсоїда

Переріз поверхні еліпсоїда площинами, паралельними площині екватора, являють собою також кола, які називаються паралелями.

Будь-який переріз поверхні еліпсоїда площиною, яка не перпендикулярна осі обертання, є еліпс. Площини, які проходять через малу (полярну) вісь земного еліпсоїда, називаються меридіанними площинами, а переріз ними поверхні еліпсоїда – геодезичними меридіанами. Звичайно, що всякий меридіан являє собою еліпс, який своїм обертанням створює еліпсоїд.

На рис. 4 крива PAP_1 зображує меридіан, а крива qAq_1 - паралель точки A .

Рис. 5. Нормаль до поверхні еліпсоїда



Пряма, яка перпендикулярна до площини, дотичної до еліпсоїду в даній точці, називається нормаллю до поверхні еліпсоїда в даній точці. Нормаль до поверхні еліпсоїда завжди знаходиться в меридіанній площині, яка проходить через дану точку.

Рис. 6. Геодезичний азимут

Для точок північної половини еліпсоїда нормалі перетинають вісь південніше центра еліпсоїда, а для точок

південної половини – північніше центра.

Довжина нормалі визначається відрізком нормалі від поверхні еліпсоїда до його малої осі. На рис. 5 пряма MN зображує нормаль до поверхні еліпсоїда в точці M .

Усі площини, які проходять через нормаль, називаються нормальними площинами, а лінії перетинання цих площин із поверхнею еліпсоїда - нормальними перерізами. Отже, меридіан є одним із нормальних перерізів.

Нормальна площина, перпендикулярна до площини меридіана в точці M , називається площиною першого вертикалу в цій точці, а крива $\nu M \nu_1$, по якій вона перетинає поверхню еліпсоїда, - першим вертикалом.

Меридіан і переріз першого вертикалу називаються головними нормальними перерізами.

Кут, створений у даній точці M (рис. 6) нормальним перерізом MK і меридіаном MP , називається геодезичним азимутом A_T напрямку MK .

Азимути відраховуються від північного напрямку меридіана точки за рухом годинникової стрілки і змінюються від 0 до 360° .

2. Системи координат, які застосовуються в геодезії

Координатами називаються лінійні й кутові величини, які визначають положення точок на тій чи іншій поверхні або у просторі.

Лінії і площини, відносно яких визначається положення точок, називаються відповідно осями координат і координатними площинами.

Положення точок на земній поверхні і на поверхні еліпсоїда визначається їх координатами в тій чи іншій системі. Основними системами координат у геодезії є географічні і прямокутні координати. Крім того, широко використовуються полярні координати.

2.1. Географічні координати

Координатними площинами в системі географічних координат є площини екватора і меридіана, прийнятого за

початковий (нульовий). В цій системі положення тієї чи іншої точки, наприклад геодезичного пункта, визначається географічною широтою і географічною довготою.

Географічні координати (широти і довготи) точок на поверхні земного еліпсоїда, обчислені за даними геодезичних вимірювань, називаються геодезичними координатами.

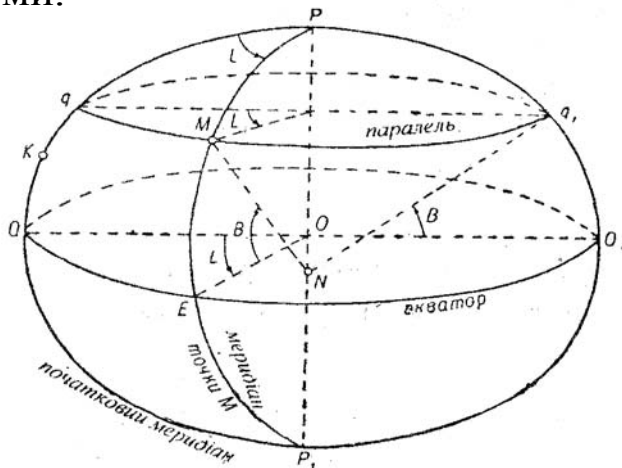


Рис.7. Геодезичні координати точки M

Геодезичною широтою точки M (рис. 7) називається кут B , створений нормаллю MN до поверхні еліпсоїда в цій точці з площиною екватора.

Широти відраховуються в обидва боки від екватора і можуть набувати значення від 0 до 90° . Широти точок, розташовані на північ від екватора, називаються північними, а на південь — південними.

Геодезичною довготою точки називається двограний кут L , створений площиною геодезичного меридіану даної точки і площиною меридіана, прийнятого за початковий (нульовий). За початковий прийнятий Грінвіцький меридіан, який проходить через англійську обсерваторію в Гринвічі (поблизу Лондона).

Довготи відраховуються від початкового меридіана на схід і захід і відповідно називаються східними і західними. Рахунок їх здійснюється в градусній мірі від 0 до 180° .

Широта B і довгота L повною мірою визначають положення точки M на поверхні еліпсоїда. Для визначення ж

точки на фізичній поверхні Землі необхідна третя координата – висота точки над рівневою поверхнею, прийнятою в даній країні за вихідну (нульову).

Система геодезичних координат є загальною для всієї поверхні земного еліпсоїда координатною системою, вона служить основою для переходу до системі лінійних поверхневих координат. У нас система геодезичних координат вихідна для переходу до системи плоских прямокутних координат у проекції Гаусса; вона широко використовується для розв'язання більшості геодезичних задач на поверхні еліпсоїда.

Іншим видом географічних координат є астрономічні координати (астрономічна широта й довгота), які визначаються астрономічним методом, тобто за результатами спостережень зірок.

Астрономічною широтою точки називається кут, створений напрямком вискової лінії, яка проходить через цю точку, з площиною земного екватора. Астрономічна широта позначається літерою φ .

Астрономічною довготою називається кут, створений площиною істинного меридіана, який проходить через дану точку, і початкового (нульового) меридіана. Вона позначається літерою λ .

Площина істинного (астрономічного) меридіана – площина, яка проходить через напрямок вискової лінії в цій точці паралельно осі обертання Землі.

Відлік астрономічних широт і довгот здійснюється так само, як і геодезичних, при цьому астрономічні довготи часто виражають не в градусній мірі, а в годинній.

Отже, астрономічні широта φ і довгота λ визначають точку на поверхні геоїда, а геодезичні широта B і довгота L – на поверхні земного еліпсоїда. В астрономічній системі координат положення площини астрономічного меридіану і астрономічна широта точки визначаються висковою лінією.

єю. Положення ж площини геодезичного меридіану і геодезичної широти точки визначається напрямком нормалі до поверхні еліпсоїда в цій точці.

Унаслідок нерівномірного розподілення мас Землі і відхилення поверхні геоїда в цілому від поверхні прийнятого земного еліпсоїда вискова лінія у загальному випадку не співпадає з нормаллю до еліпсоїду, вона складає з нормаллю кут, який називається кутом відхилення вискової лінії в цій точці (рис. 8). Отже, площини астрономічного і геодезичного меридіанів, в яких знаходиться вискова лінія і нормаль, теж не збігаються, і астрономічні координати точки будуть відрізнятися від її геодезичних координат.

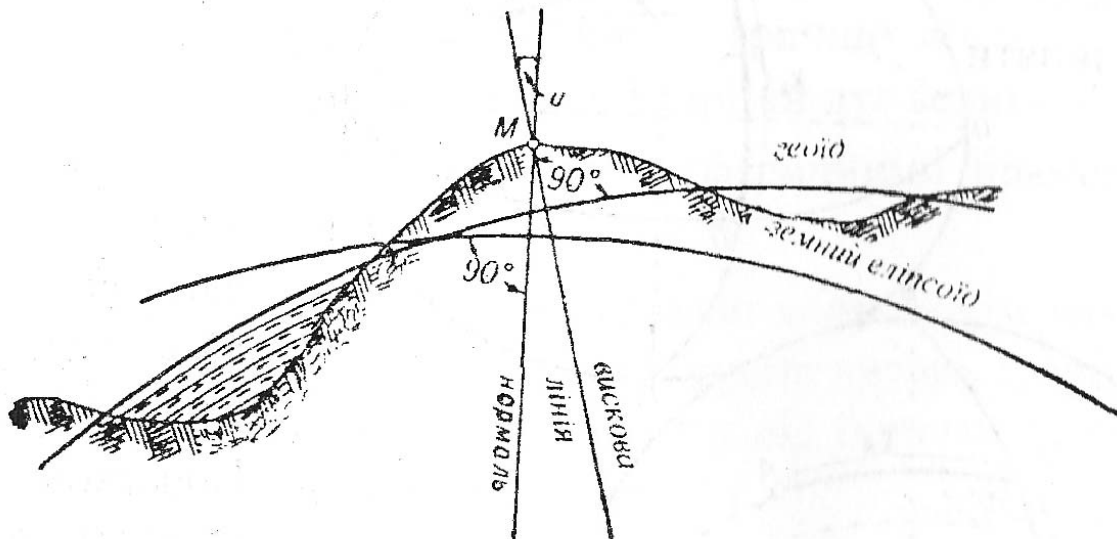


Рис. 8. Відхилення вискової лінії в точці М

У геодезичних роботах різницею між астрономічним і геодезичними координатами нехтують, більш того, їх визначення є предметом особливого вивчення.

Як показують дослідження, розходження між астрономічними і геодезичними координатами, зумовлені відхиленнями вискових ліній, для більшої частини території України не перевищує $3-3,5''$, або в лінійній мірі близько

± 100 м. Але в деяких, переважно гірських, районах (у районах аномалій сили ваги) відхилення вискових ліній досягає 10-20 і навіть 40".

Для переходу від астрономічних координат до геодезичних необхідно знати величину кута ухилення вискової лінії. Формули взаємозв'язку цих величин такі:

$$\varphi = B + \xi; \quad \lambda = L + \eta \sec \varphi.$$

2.2. Прямокутні координати на поверхні еліпсоїда і кулі

Для визначення положення точок на поверхні еліпсоїда поряд із географічними координатами, тобто геодезичними широтами й довготами, користуються системою сфероїдичних прямокутних координат.

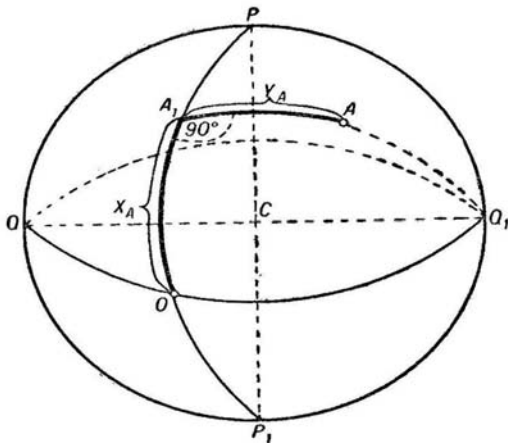
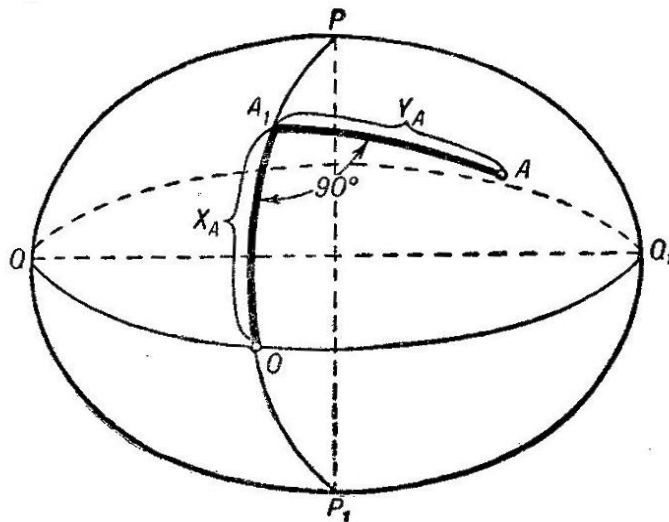


Рис.9. Сфероїдичні прямокутні координати

Рис.10. Сферичні прямокутні координати точки $A(X_A, Y_A)$



У цій системі за вісь X береться один із меридіанів (наприклад, POP_1) еліпсоїда (рис. 9), а за вісь Y – екватор QOQ_1 . Початком координат (початком відліку абсцис) звичайно вважають перетинання осьового меридіана з екватором (точку O).

Положення точки A на поверхні еліпсоїда відносно обраного осьового меридіана й екватора визначається довжинами двох кривих: довжиною дуги осьового меридіана $OA_1 = X_A$ і відрізком геодезичної лінії $AA_1 = Y_A$ (найкоротшою відстанню на поверхні еліпсоїда) – кривою, яка перетинає осьовий меридіан під прямим кутом. Величини X_A і Y_A , висловлені в лінійній мірі, є сфероїдичними прямокутними координатами точки A на поверхні еліпсоїда.

При розв’язанні деяких задач геодезії допускається заміна частини поверхні земного еліпсоїда поверхнею сфери при належному підборі її радіуса. В таких випадках при визначенні положення точок на поверхні земної кулі застосовується система сферичних прямокутних координат. Ця система є частковим випадком сфероїдичної системи, коли стиснення еліпсоїда дорівнює нулю. Оскільки в цьому випадку всі нормалі до поверхні кулі перетворюються в радіуси сфери і будуть проходити через її центр C (рис. 10), то лінії сферичних абсцис і ординат зобразяться дугами великих кіл. Відрізки дуг великих кіл OA_1 і AA_1 , виражені в лінійній мірі, є сферичними прямокутними координатами X_A і Y_A точки A .

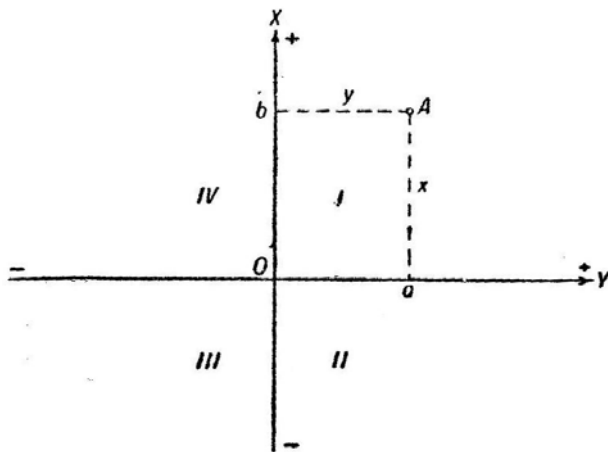
Як сфероїдичні, так і сферичні координати використовуються головним чином при розв’язанні питань теорії, наприклад для виведення формул переходу від геодезичних координат B і L до плоских прямокутних x і y .

2.3. Плоскі прямокутні координати

Найбільше розповсюдження в геодезії має система плоских прямокутних координат.

Плоскі прямокутні координати застосовуються при зображенні обмеженої частини поверхні еліпсоїда на площині в тій чи іншій проекції.

Осями координат прийнятої у нас системи є прямолінійні зображення екватора земного еліпсоїда і осьового меридіана відповідної зони, які перетинаються під прямим кутом. При цьому зображення екватора на площині називається віссю ординат, а зображення осьового меридіана – віссю абсцис.



Точка O (рис. 11) в перетинанні осей служить початком координат. Відрізки перпендикулярів $Aa = x$ і $Ab = y$, тобто абсциса й ордината, визначають положення точки A на площині.

Рис. 11. Плоскі прямокутні координати

Щоби кожній парі координат відповідала тільки одна точка на площині, значення координат супроводжується знаком «плюс» або «мінус». Відрізки, спрямовані на схід від осі абсцис і на північ від осі ординат, вважаються в геодезії додатними, а відрізки, спрямовані на захід і на південь, – від’ємними.

У геодезії відлік кутів, порядок найменування координатних осей і нумерація чверті, на відміну від способу, прийнятому в математиці, здійснюються за рухом годинникової стрілки. Всі формули і правила математики правдиві для системи координат, яку ми розглядаємо.

2.4. Полярні координати

Для визначення взаємного положення точок земної поверхні, точніше їх проєкцій на площині або поверхні еліпсоїда в геодезії широко використовуються також полярні координати.

Систему координат на будь-якій поверхні складає: вихідна точка O – полюс (початок координат) і вихідний напрямок OP – полярна вісь (рис. 12).

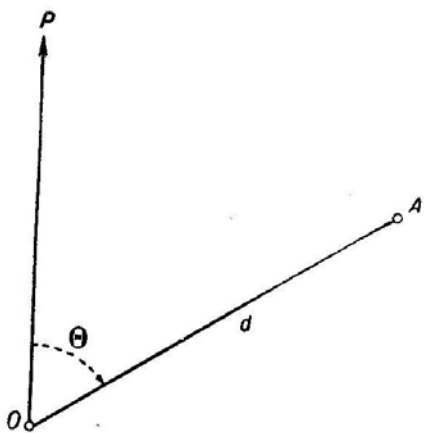


Рис. 12. Полярні координати точки A (d , Θ)

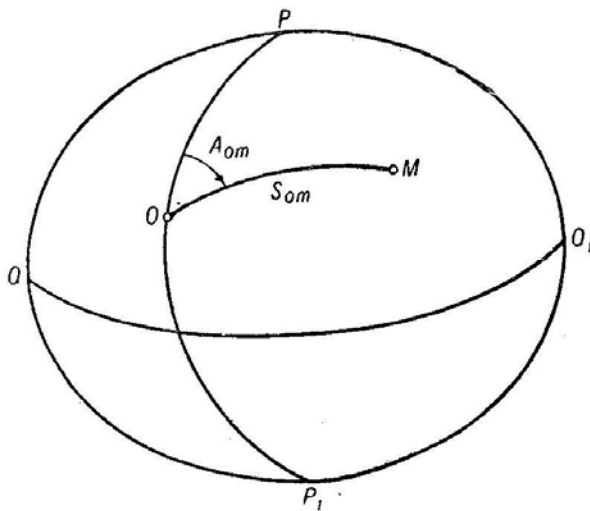


Рис. 13. Сферичні полярні координати точки M (S_{om} , A_{om})

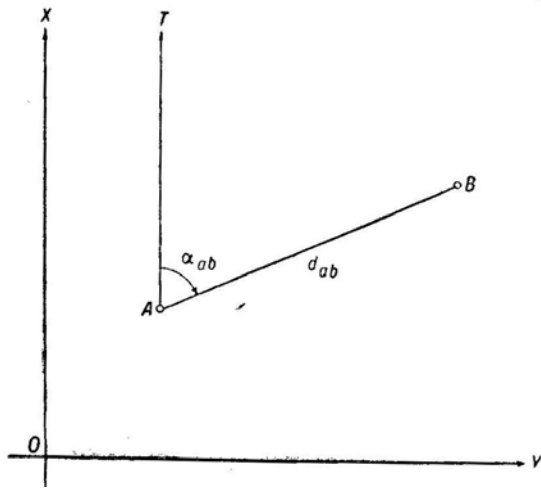
Положення точки A відносно прийнятого полюса і полярної осі визначається двома величинами: полярним кутом Θ і радіус-вектором $OA = d$, тобто відстанню шуканої точки від початку координат.

Полярні кути прийнято відраховувати від полярної осі за напрямком руху годинникової стрілки від 0 до 360° .

Полярні кути в залежності від того, який напрямок приймається за полярну вісь, отримують різні найменування і позначення. Якщо, наприклад, полярна вісь збігається з північним напрямком геодезичного меридіану OP (рис. 13), а точка O прийнята за початок координат, то полярними кутами будуть геодезичні азимути.

Положення будь-якої точки на поверхні еліпсоїда в цьому випадку визначається довжиною геодезичної лінії і значенням її геодезичного азимута. Відстань $OM = S_{om}$ і геодезичний азимут A_{om} напрямку OM є сфероїдичними полярними координатами точки M .

Рис. 14. Плоскі полярні координати точки $B(d_{ab}, \alpha_{ab})$



При визначенні точки на площині в проекції Гаусса за полярну вісь AT (рис. 14) приймають напрямок, паралельний осі абсцис плоских прямокутних координат. У цьому випадку полярні кути, створені полярною віссю з напрямком на

шукані точки, відповідають дирекційним кутам. Отже, в системі плоских прямокутних координат положення точки B відносно полюса A визначається дирекційним кутом напрямку AB (α_{ab}) і відстанню $AB = d_{ab}$.

Дирекційні кути відраховуються від додаткового напрямку осі абсцис (або лінії, яка їй паралельна) до напрямку на шукану точку за рухом годинникової стрілки і можуть набути значення від 0 до 360° .

2.5. Світова геодезична система 1984 року (WGS-84)

Уперше систему WGS-84 (World Geodetic System 1984) було представлено в 1987 році (рис. 15). Її було створено як результат порівняння референтної системи міністерства оборони США (NSWC-9Z-2) і системи Міжнародного Бюро Часу (BTS) та розповсюджено через низку станцій Морської навігаційної супутникової системи ВМС США (NNSS) (доплерівської системи TRANSIT).

У світовій геодезичній референтній системі WGS-84 поверхнею віднесення є геоцентричний еквіпотенціальний еліпсоїд обертання, визначений такими параметрами:

- велика піввісь $a = 6\,378\,137$ м;
- стиснення $\alpha = 1:298,2572221$;
- мала піввісь $b = 6\,356\,752,314$ м.

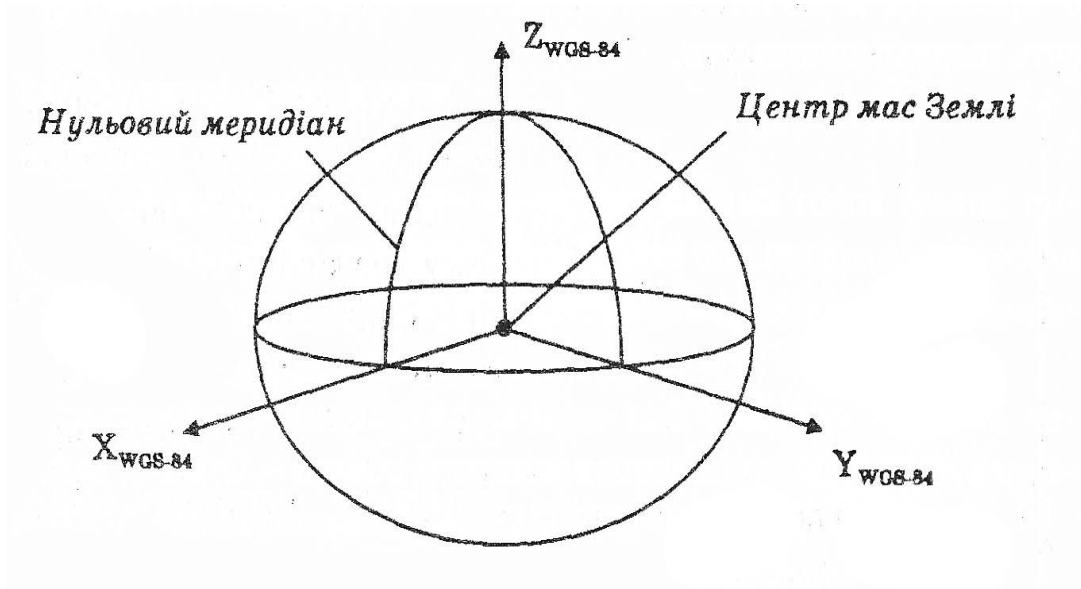


Рис. 15. Система координат WGS-84

Початок координат та осі системи WGS-84 позначають так:

- початок координат – центр мас Землі;
- вісь Z – спрямована на Умовний земний полюс (IRP), як рекомендовано Міжнародною службою обертання Землі (IERS). Цей напрямок відповідає напрямку на Загальноземний полюс (СТР) за визначенням Міжнародного Бюро Часу (BTS) на епоху 1984 р. з похибкою $0,005''$;
- вісь X – спрямована в точку перетину нульового меридіана (IRM) з площиною екватора (СТР), як встановлено Міжнародною службою обертання Землі;
- вісь Y – завершує правосторонню ортогональну систему координат з початком у центрі мас Землі. Вона

розміщена в площині екватора (СТР) під кутом 90 градусів на схід від осі X ;

- координатна система WGS-84 суміщена з геометричним центром загального еліпсоїда WGS-84, а вісь Z – з віссю обертання цього еліпсоїда.

Положення точки може бути подане як у декартових (X, Y, Z), так і в еліптичних (тобто геодезичних φ, λ, h) координатах.

З метою інтеграції України до світової та європейської економічних систем, запровадження сучасних систем навігації транспортних засобів, участі в міжнародних наукових дослідженнях глобальних екологічних і геодинамічних процесів, вивчення фігури Землі, картографування території, розвитку та модернізації Державної геодезичної мережі Кабінетом Міністрів України прийнято Постанову №2359 від 1999 р. «Про впровадження на території України Світової геодезичної системи координат WGS-84» та розпорядження №320-р. від 2000 р. «Про затвердження планових заходів щодо впровадження на території України Світової геодезичної системи координат WGS-84», якими передбачається:

- побудова перманентної мережі станцій супутникових радіонавігаційних спостережень, які реалізують систему WGS-84 на території України та включення її до Європейської перманентної мережі (EPN);
- створення геодезичної мережі першого порядку та забезпечення її зв'язку із системами WGS-84 та ETRS-89 (Європейська земна референтна система 1989 року) і ITRS (Міжнародна земна референтна система);
- виконання робіт з уточнення регіонального геоїда в системі WGS-84.

Основною ланкою всієї структури реалізації системи WGS-84 на території України є перманентна мережа супу-

тникових радіонавігаційних спостережень (ПМСРС), яка являє собою Фундаментальну геодезичну мережу (ФГМ). Її пункти – Київ (Голосіїв), Ужгород, Полтава та Львів – обладнано постійно діючими супутниковими приймачами, що працюють у рамках європейського проекту EUREF та міжнародної служби IGS (Міжнародна служба вивчення геодинаміки за допомогою GPS).

Оскільки пункти перманентної мережі не є пунктами існуючої на території України державної геодезичної мережі, то для встановлення зв'язку національної системи координат і системи WGS-84 визначаються координати пунктів ДГМ у Світовій геодезичній системі.

3. Референц-еліпсоїд

При побудові геодезичних мереж звичайно знаходять координати не самих точок земної поверхні, а їх проєкцій на площині. Оскільки геоїд не є математично правильною фігурою, то елементи геодезичної мережі попередньо переносять на земний еліпсоїд, а потім з еліпсоїда на площину, що пов'язано із внесенням відповідних поправок у виміряні на місцевості довжини ліній і величини кутів. Чим значніші поправки, тим складніше процес їх визначення. Щоби спростити його, доцільно отримувати на еліпсоїді – а надалі і на площині – відстані, горизонтальні кути, азимути і площі, які мало відрізняються від відповідних їм елементів у натурі. Тому необхідно обрати еліпсоїд таких розмірів, щоби його поверхня якомога ближче підходила до поверхні геоїда. Ця близькість визначається підбором розмірів еліпсоїда, який найбільш наближений до розмірів Землі, і правильним його розташуванням в тілі Землі, або, як прийнято говорити, орієнтуванням еліпсоїда.

Еліпсоїд із визначеними розмірами, певним чином зорієнтований у тілі Землі, на поверхню якого проєктують усі геодезичні мережі, називається референц-еліпсоїдом.

За результатами геодезичних вимірювань на поверхні референц-еліпсоїда можна отримати взаємне (відносне) положення проєкцій шуканих пунктів. Для обчислення геодезичних координат цих пунктів необхідно знати координати хоча б одного з них і азимут вихідного напрямку. Пункт, від якого здійснюється послідовне обчислення геодезичних координат всіх інших пунктів державної геодезичної мережі, називають початковим або вихідним пунктом.

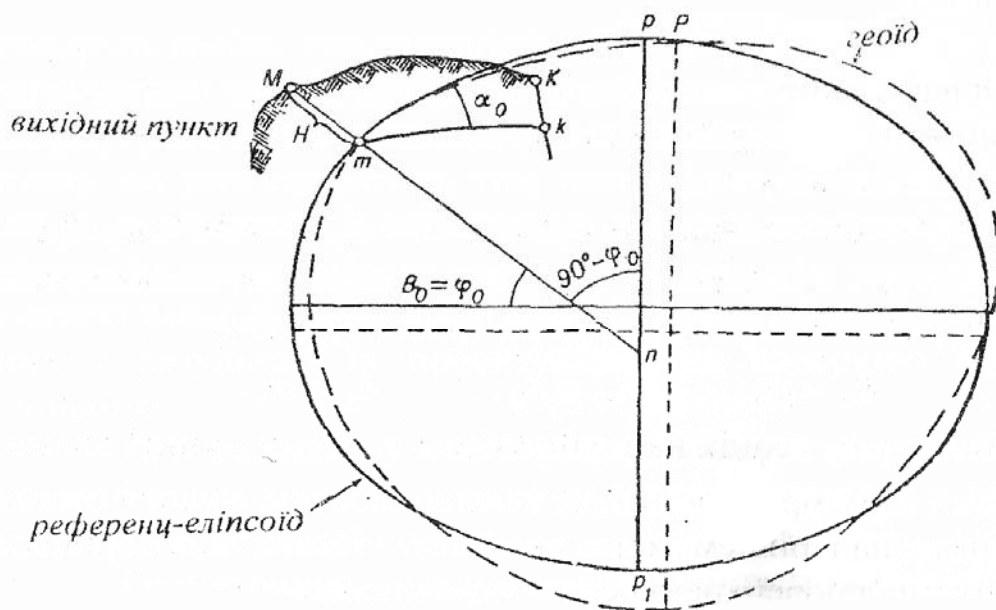


Рис. 16. До орієнтування референц-еліпсоїда по одному вихідному пункту

Геодезичні координати вихідного пункта, тобто широта B_0 , довгота L_0 , а також геодезичний азимут A_0 з цього пункта і висота h_0 геоїда над поверхнею референц-еліпсоїда в цьому ж пункті, називаються вихідними геодезичними даними (даними). Вихідні геодезичні дані визначають положення (орієнтування) референц-еліпсоїда в тілі Землі.

Орієнтування еліпсоїда може бути здійснене по одному або кількох геодезичних пунктах. В обох випадках на об-

раних для орієнтування пунктах визначаються з можливо високою точністю астрономічні широта, довгота й азимут. Крім того, для кожного пункта визначається його висота h над поверхнею геоїда.

Орієнтування еліпсоїда відносно геоїда за астрономічними даними в одному (вихідному) геодезичному пункті практично полягає ось у чому.

Астрономічна широта φ_0 , довгота λ_0 і азимут α_0 у вихідному пункті приймають відповідно рівними геодезичним широті B_0 , довготі L_0 і азимуту A_0 (рис. 16), тобто

$$B_0 = \varphi_0; \quad L_0 = \lambda_0; \quad A_0 = \alpha_0.$$

Висоту h_0 геоїда над еліпсоїдом в цьому пункті вважають такою, що дорівнює нулю, інакше кажучи, висоту вихідного пункта над рівнем моря вважають такою, що дорівнює його висоті над поверхнею референц-еліпсоїда.

Таке орієнтування іноді називають простим орієнтуванням. Воно використовувалось до останнього часу в більшості країн.

Геометричний сенс простого орієнтування такий. Рівність астрономічних і геодезичних координат вихідного пункта означає, що в цій точці напрямок вискової лінії збігається з напрямком нормалі до поверхні референц-еліпсоїда. Поверхня еліпсоїда у вихідному пункті торкається поверхні геоїда. Прийняття астрономічного азимута α_0 за геодезичний A_0 означає суміщення площини геодезичного меридіана точки M із площиною астрономічного меридіана тієї ж точки.

При виконанні вказаних умов положення еліпсоїда відносно геоїда буде цілком визначеним. При цьому мала вісь і площина екватора еліпсоїда будуть відповідно паралельні осі обертання Землі і площині земного екватора.

Однак при такому орієнтуванні референц-еліпсоїда можливі значні відхилення його поверхні від поверхні геоїда.

Величини цих відхилень будуть залежати від величин ухилення вискових ліній.

Чим більш віддалена поверхня референц-еліпсоїда від поверхні геоїда, тим значніші спотворення елементів геодезичної мережі при їх проектуванні нормлями на поверхню цього референц-еліпсоїда. Так, чим більша відстань між поверхнями, які розглядаються, тим помітніша різниця геодезичних координат пунктів і геодезичних азимутів напрямків від відповідних їм астрономічних координат і азимутів; теж саме можна сказати щодо базисів, виміряних на земній поверхні й отриманих у результаті їх проектування на поверхню референц-еліпсоїда.

При складному орієнтуванні використовуються астрономічні визначення не в одному (початковому), а в декількох пунктах геодезичної мережі.

Геометрично складне орієнтування можна собі уявити так. Еліпсоїд обраних розмірів розташовується в тілі Землі так, щоби площина його екватора була паралельна площині земного екватора, а його поверхня найкращим чином підходила до поверхні геоїда на території даної країни, про що судять по відстанях між поверхнями еліпсоїда і геоїда в точках, за якими здійснюється орієнтування. Про близькість поверхні референц-еліпсоїда до поверхні геоїда можна судити й по величинах ухилення вискових ліній від нормалей до еліпсоїда.

При виконанні складного орієнтування один із пунктів приймається, для подальших геодезичних робіт, за початковий (вихідний).

При такому орієнтуванні земного еліпсоїда геодезичні координати початкового пункту, як і всіх інших пунктів, загалом, не будуть дорівнювати їх астрономічним координатам, але різниці між ними, обрані в цілому для геодезичної мережі тієї або іншої країни, будуть значно меншими, ніж при орієнтуванні по одному пункту.

Складне орієнтування було застосовано в СРСР при орієнтуванні еліпсоїда Красовського по пунктах великої астрономо-геодезичної мережі СРСР. Роботи по визначенню розмірів і орієнтування земного еліпсоїда були закінчені у 1942 р. З цього часу геодезичні мережі СРСР стали проектувати (відносити) на поверхню референц-еліпсоїда Красовського.

Тому система геодезичних координат, в яких поверхнею відносності є поверхня референц-еліпсоїда Красовського, а координатними площинами служать площина екватора цього еліпсоїда і площина геодезичного меридіана Пулковської обсерваторії (центр сигналу A), називається Системою координат 1942 року.

Для переходу до міжнародного відліку від Гринвіцької обсерваторії початок відліку довгот перенесено до заходу на $30^{\circ}19'28''.318$.

Вихідними даними Системи координат 1942 року є:

- еліпсоїд Красовського, для якого велика піввісь $a = 6378245$ м, а стиснення $\alpha = 1:298,3$;
- висота геоїда в Пулкові над еліпсоїдом, приблизно дорівнюється нулю;
- геодезичні координати Пулковської обсерваторії (центр сигналу A):

$$B_0 = 59^{\circ}46'15'',359;$$

$$L_0 = 30^{\circ}19'28'',318;$$

- геодезичний азимут з Пулково (з сигналу A) на пункт Бугри Саблінської базисної мережі

$$A_0 = 121^{\circ}06'42'',305.$$

До 1942 р. результати геодезичних вимірювань у СРСР оброблялись з використанням розмірів еліпсоїда Бесселя, в основному в Пулковській і Свободненській системах координат.

4. Орієнтування

Орієнтувати лінію на місцевості – це означає знайти її напрямок відносно іншого напрямку, який приймають за вихідний. Горизонтальний кут між вихідним напрямком і орієнтованою лінією називається кутом орієнтування.

Вихідними в геодезії вважають напрямок істинного (астрономічного) меридіана, магнітного меридіана або осьового меридіана зони. В залежності від обраного вихідного напрямку кутом орієнтування може бути істинний азимут, магнітний азимут, дирекційний кут або румб.

4.1. Орієнтування ліній за істинним і магнітним меридіанами

Напрямок істинного меридіана на місцевості може бути отриманий з астрономічних спостережень, а також за допомогою спеціальних приладів - гірокомпасів або гіротеодолітів.

Кут, який відраховується за рухом годинникової стрілки від північного напрямку істинного (астрономічного) меридіана до даного напрямку, називається істинним азимутом A (рис. 17 а). Істинний азимут змінюється від 0 до 360° .

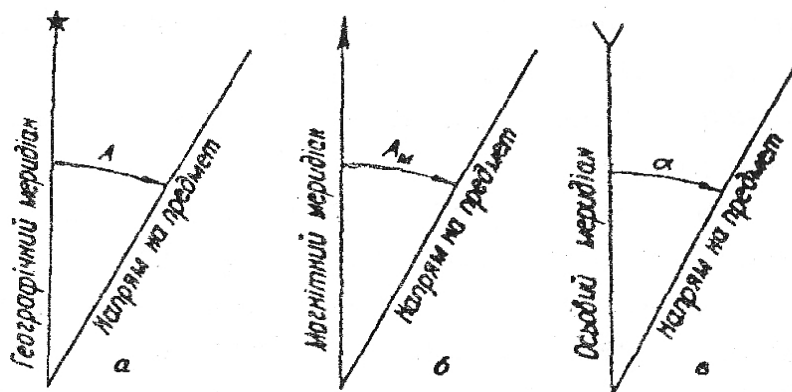


Рис. 17. Кути орієнтування

Напрямок магнітного меридіана визначається за допомогою приладів із магнітною стрілкою (компаса або бусолі). Кут, який відраховується за рухом годинникової стрілки

ки від північного напрямку магнітного меридіана до даного напрямку, називається магнітним азимутом A_m (рис. 9, б). Магнітний азимут, так само як і істинний, може змінюватися від 0 до 360^0 .

Магнітний меридіан, як правило, не збігається з істинним у даній точці земної поверхні, створюючи з ним деякий кут δ , який називається схиленням магнітної стрілки. Кут δ відраховується від істинного меридіана до магнітного і може бути східним (зі знаком «плюс») і західним (зі знаком «мінус»).

Якщо відоме схилення магнітної стрілки в даній точці, можна здійснити перехід від магнітного азимута напрямку до істинного за формулою

$$A = A_m + \delta,$$

тобто істинний азимут напрямку дорівнює магнітному азимуту плюс схилення магнітної стрілки зі своїм знаком.

У різних точках земної кулі схилення магнітної стрілки має різні значення. Схилення магнітної стрілки в одній і тій же точці суттєво змінюється з часом. Розрізняють вікові (на $22^0,5$ за 500 років), річні (до $\pm 8'$) і добові ($\pm 15''$ і більше) зміни схилення магнітної стрілки. Крім того, через магнітні бурі можуть виникати випадкові зміни схилення магнітної стрілки. В районах магнітних аномалій, пов'язаних звичайно з копалинами залізної руди, використання для орієнтування магнітної стрілки взагалі неможливе.

Унаслідок вказаних причин положення магнітного меридіана може бути встановлено лише приблизно, й орієнтування ліній за допомогою магнітних азимутів допускається лише при складанні планів невеликих ділянок.

Дирекційним кутом (α) називається кут напрямку, який відраховується за рухом годинникової стрілки (від 0 до 360^0) від північного напрямку осьового меридіана координатної зони або лінії, паралельної осьовому меридіану, до напрямку на дану точку (рис. 17 в).

У межах координатної зони лінії, паралельні осьовому меридіану, не збігаються з географічними меридіанами, а створюють із ними деякий кут, який називається гауссовим зближенням меридіанів.

Гауссове зближення меридіанів дорівнює різниці довгот даної точки й осьового меридіана, помноженій на синус широти даної точки, тобто воно обчислюється за формулою

$$\gamma = (L - L_0) \cdot \sin B.$$

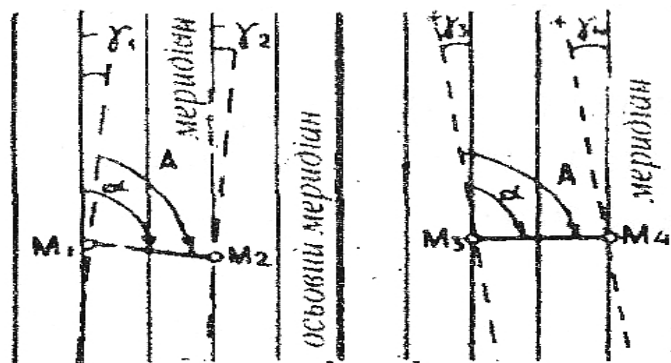


Рис. 18. Зближення меридіанів у координатній зоні

Знак зближення меридіанів буде визначатися різницею довготи даної точки і довготи осьового меридіана, тобто якщо точка буде знаходитися праворуч від осьового меридіана, то зближення буде мати додатний знак, ліворуч – від’ємний.

У межах зони значення $(L - L_0)$ змінюється від 0° на осьовому меридіані до 3° на краю зони; B змінюється від 0° на екваторі до 90° на полюсі.

При переході від дирекційного кута до магнітного азимута й навпаки існує шість різних комбінацій, коли осьовий, магнітний та істинний меридіани можуть займати різне положення (рис. 19).

З цього рисунка видно, що дирекційний кут дорівнює астрономічному азимуту мінус зближення меридіанів.

$$A = \alpha + \gamma.$$

Іноді зручніше орієнтувати лінії за допомогою гострих кутів – румбів. Румбом називають горизонтальний кут, який відраховується від найближчого напрямку (північного або південного) меридіана до напрямку на даний предмет. Румби змінюються в межах від 0 до 90° .

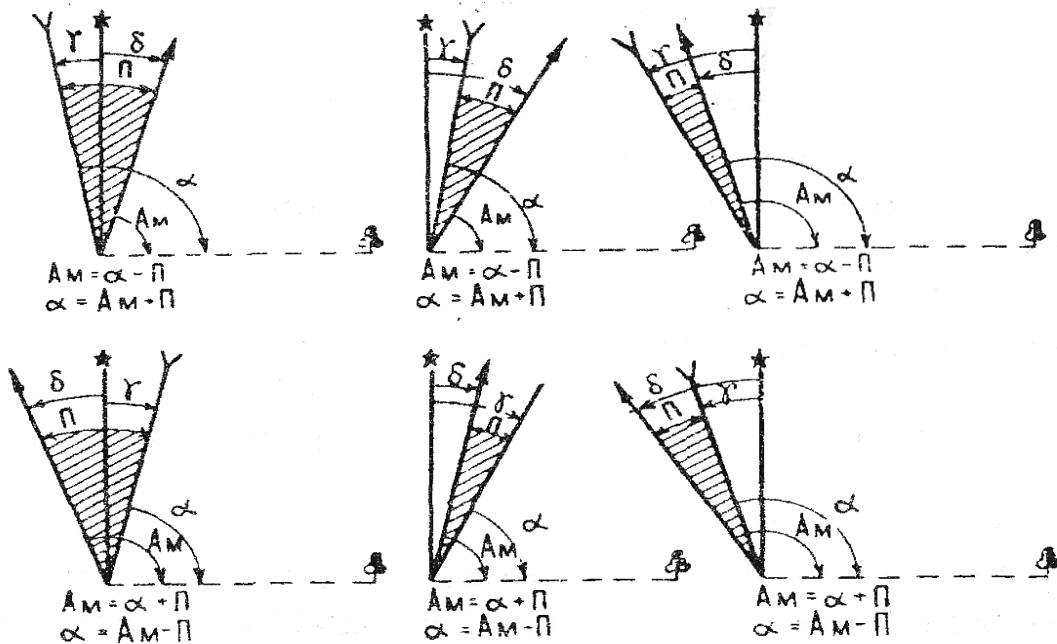


Рис. 19. Перехід від дирекційного кута до магнітного азимута і навпаки

Між румбами й азимутами існує така залежність:

I чверть ($\Pi_{\text{H}}\text{C}_\text{X}$) $r = A$; $A = r$;

II чверть ($\Pi_{\text{Д}}\text{C}_\text{X}$) $r = 180^\circ - A$; $A = 180^\circ - r$;

III чверть ($\Pi_{\text{Д}}\text{З}_\text{X}$) $r = A - 180^\circ$; $A = 180^\circ + r$;

IV чверть ($\Pi_{\text{H}}\text{З}_\text{X}$) $r = 360^\circ - A$; $A = 360^\circ - r$.

Перед значенням румба в градусній мірі завжди зазначається координатна чверть по сторонах горизонту, наприклад $\Pi_{\text{H}}\text{C}_\text{X} 46^\circ 26'$.

5. Топографічні карти і плани

5.1. Поняття про топографічні карти і плани, їх призначення

Зображення земної поверхні без спотворень із повним дотриманням подібності всіх її окреслень можна отримати тільки на поверхні тіла, схожого на Землю, наприклад на глобусі. Однак великі глобуси незручні для практичного користування. Тому зображення земної поверхні здійснюється звичайно на площині у вигляді карти.

При зображенні земної поверхні на карті використовують особливі способи відображення земного еліпсоїда на площині, при яких кожній точці поверхні еліпсоїда взаємно й однозначно відповідає її зображення на площині. Такі способи називаються картографічними проекціями.

Географічною картою називається зменшене й узагальнене зображення земної поверхні, побудоване у визначеній картографічній проекції, яке показує розміщення і зв'язок природних та суспільних явищ, що характеризуються у відповідності з призначенням карти.

Число, яке показує ступінь загального зменшення лінійних елементів земного еліпсоїда при зображенні його поверхні на площині, називається головним або загальним масштабом карти.

Оскільки сферична поверхня не може бути розгорнута в площину без розривів і складок, то на будь-якій карті притаманні властиві їй спотворення довжин ліній, кутів, площ. При цьому загальний масштаб карти, як правило, є непостійною величиною в різних її точках і за різними напрямками.

Сукупність відомостей про місцевість і різні явища, які містяться на карті, називаються її змістом. За змістом географічні карти поділяються на загальногеографічні, тематичні та спеціальні.

Загальногеографічними називаються карти, на яких головним предметом зображення є земна поверхня і розташовані на ній місцеві предмети. Ці карти характеризують зображувану територію в фізико-географічному і економічному відношеннях. На них з визначеним ступенем подробиць і повноти зображуються основні елементи місцевості: населені пункти, водні об'єкти, рельєф і т. ін.

Тематичними називають географічні карти, на яких один або декілька природних умов або соціально-географічних елементів показані з більшими подробицями і глибиною, оскільки вони є темою даної карти. На окремих картах часто показують зв'язок двох, трьох і більшої кількості елементів. Різною буває глибина розкриття особливостей відображення явищ, ступінь узагальнення кількісних показників, які їх характеризують.

Спеціальні карти відрізняються від загальногеографічних тим, що призначені для розв'язання визначних специфічних задач. Їх зміст має більш вузьку і конкретну спрямованість. До спеціальних карт належать аеронавігаційні карти, карти шляхів сполучення і т. ін.

Топографічними картами називаються найбільш точні й детальні загальногеографічні карти масштабу 1:1 000 000 і крупніше, які дозволяють визначити як планове, так і висотне положення точок.

Топографічні карті практично зберігають постійний масштаб зображення на всій своїй площі. Тому під масштабом топографічної карти розуміють ступінь зменшення ліній на карті відносно горизонтальних прокладень відповідних ліній на місцевості.

На топографічних картах зображуються основні елементи місцевості: опорні геодезичні й астрономічні пункти; населені пункти; промислові, сільськогосподарські і соціально-культурні об'єкти; дорожня мережа; гідрографія і гідрографічні споруди; рельєф суші, рослинний покрив і

грунти; кордони, межі й огороження. Детальність показу відомостей про місцевість залежить від масштабу карти.

Топографічні карти є загальнодержавними і призначені для детального вивчення й оцінки місцевості та орієнтування на ній; для виконання вимірювань і розрахунків при розробці та проведенні різних заходів господарського і оборонного значення, при плануванні і проектуванні інженерних споруд, при організації і проведенні картометричних робіт науково-дослідного характеру. топографічні карти також використовуються як основа при створенні спеціальних і тематичних карт та інших документів про місцевість.

Топографічні карти поділяються на: великомасштабні (1:10 000, 1:25 000, 1:50 000), середньомасштабні (1:100 000, 1:200 000) і дрібномасштабні (1:500 000, 1:1 000 000).

На території міст як додаток до карт виготовляють плани міст звичайно в масштабі 1:10 000 або 1:25 000, які являють собою карти спеціального розграфлення, які містять детальні відомості про місто. Плани міст призначаються для детального вивчення планування міста і його важливих об'єктів.

Топографічні карти є державними офіційними документами і знаходять широке застосування в господарстві. В промисловості вони служать основою для вишукувань, проектування і перенесення в натуру проектів різних інженерних і господарських споруд. У сільському господарстві карти необхідні для землеустрою, меліорації земель, для обліку і раціонального використання земельних ресурсів. Топографічні карти необхідні інженерам і геологам, агрономам і лісоводам, географам, економістам, а також працівникам багатьох інших спеціальностей.

В окремих випадках топографічна зйомка невеликих ділянок місцевості у великих масштабах може виконуватися без використання картографічних проекцій, тобто без

врахування кривизни земної поверхні. Таке картографічне зображення місцевості на площині в ортогональній проекції називається топографічним планом.

Топографічні плани створюються в масштабах 1:5 000, 1:2 000, 1:1 000 і 1:500. Інколи топографічні плани створюються і в більш великому масштабі.

В Україні у 80-90-ті роки минулого століття практично на всі міста і селища міського типу були створені топографічні плани масштабу 1:2 000, 1:5 000. Але сучасність вимагає створення топографічних планів масштабу 1:500 на всі населенні пункти.

Топографічні плани призначені:

- для розробки генеральних планів населених пунктів і проектів розміщення першочергового будівництва, інженерних мереж і комунікацій, транспортних шляхів, інженерної підготовки земельно-господарського устрою й озеленіння території; для складання проектів міських промислових районів, складних транспортних розв'язок, технічного проекту забудови; для складання планів окремих районів міст, проектів детального планування на незабудованій території міста при нескладному рельєфі місцевості;
- для складання проекту планування, розміщення першочергового будівництва і розв'язання питань благоустрою сільських населених пунктів; для реконструкції сільських населених пунктів;
- для складання технічних проектів промислових і гірничодобувних підприємств;
- для складання узагальнених генеральних планів морських портів і судноремонтних заводів;
- для попередньої і детальної розвідки корисних копалин;
- для земельного кадастру і землеустрою;

- для складання технічних проектів зрошення і осушення земель;
- для камерального трасування автомобільних доріг в умовах складного рельєфу місцевості, на підходах до великих населених пунктів і в інших місцях зі складною ситуацією.

Ми накреслили лише основні напрями використання топографічних планів, зрозуміло, що їх застосування є більш широким.

5.2. Елементи карти, основні її властивості, вимоги до неї

Елементами карти, її складовими є: математична основа, яка визначає особливості побудови карти; картографічне зображення, або зміст карти, що створюється за допомогою певної системи умовних знаків, у результаті цілеспрямованого відбору та узагальнення (генералізації) зображення на карті об'єктів; допоміжне оснащення для зручності роботи з картою; додаткові дані. Картографічне зображення обмежується рамкою карти.

Серед властивостей, які притаманні карті взагалі, перш за все слід назвати наочність і вимірність. Наочність карти забезпечує зорове сприйняття образу земної поверхні або окремих її ділянок, їхні характерні риси та особливості. Вимірність слід розуміти як можливість отримувати за допомогою карти кількісні характеристики зображених на ній об'єктів шляхом вимірювань.

Наочність і вимірність карти забезпечуються:

- математично визначеним зв'язком між багатовимірними об'єктами навколишнього середовища та їх плоским картографічним зображенням; він передається за допомогою картографічних проекцій;

- ступенем зменшення лінійних розмірів зображених об'єктів, який залежить від масштабу;
- виділенням типових рис місцевості шляхом картографічної генералізації;
- застосуванням для зображення земної поверхні особливої знакової системи – картографічних умовних знаків.

Однією з основних вимог, яка ставиться до карти, є збереження географічної відповідності між картографічним зображенням та реальною дійсністю, правильне відображення її головних типових рис, просторових взаємозв'язків об'єктів, географічної специфіки конкретної території.

Для забезпечення високого ступеня вимірності карта повинна мати достатню для конкретних цілей геометричну точність, яку слід розуміти як відповідність місцеположення, обрисів та розмірів об'єктів на карті й місцевості. Чим менша ділянка земної поверхні зображується на картах однакових розмірів, тим вища їхня геометрична точність.

Карта має бути достовірною, тобто відомості, які подані на карті, повинні відповідати стану місцевості (бути правильним) на час створення карти.

Важливою рисою карти є її сучасність, або відповідність змісту карти сучасному стану місцевості (на час користування картою).

Ще одна істотна характеристика карти – повнота змісту, що включає обсяг відомостей, які відображені на ній.

Топографічні карти повинні мати всі перелічені властивості, а саме: наочність, вимірність, достовірність, сучасність, географічну відповідність, геометричну точність та достатню для виконання наукових і практичних завдань повноту змісту.

5.3. Математична основа карт і планів

Математична основа карти – це сукупність елементів, що визначають математичний зв'язок між зображеною поверхнею і картою. Такими елементами є масштаб, геодезична основа та картографічна проекція.

Геодезична основа карти визначає перехід від фізичної поверхні Землі, на якій виконуються геодезичні й топографічні роботи, до поверхні відносності (поверхні референц-еліпсоїда) і забезпечують точне положення на картах всіх елементів місцевості у відповідності з їх геодезичними координатами – широтами, довготами і висотами.

Геодезична основа карти включає:

- референц-еліпсоїд і вихідні геодезичні дати;
- координати геодезичних пунктів і точок зйомочної мережі.

За референц-еліпсоїд прийнятий еліпсоїд Красовського, розміри якого були визначені у 1940 р. під науковим керівництвом професора Ф.М.Красовського (1878 – 1948).

Вихідні геодезичні дати – це величини, які характеризують орієнтування референц-еліпсоїда, тобто визначають положення поверхні референц еліпсоїда в тілі Землі. До них належать:

- геодезичні координати (широта і довгота) одного з пунктів геодезичної мережі, прийнятого за вихідний;
- геодезичний азимут із вихідного геодезичного пункта на інший пункт, суміжний із ним;
- висота поверхні геоїда (квазігеоїда) над поверхнею референц-еліпсоїда у вихідному пункті.

Координатами називаються кутові й лінійні величини, які визначають положення точки на тій чи іншій поверхні або у просторі відносно площин або ліній, що прийняті за початкові. Геодезичні координати визначають положення точок на поверхні референц-еліпсоїда.

Геодезичними пунктами називаються надійно закріплені на місцевості точки земної поверхні, положення яких визначено у прийнятій системі координат.

Дві координати геодезичних пунктів (геодезична широта і довгота) обчислюються на поверхні референц-еліпсоїда на основі вихідних геодезичних дат, результатів вимірювання горизонтальних кутів, відстаней та інших геодезичних величин. Третя координата (геодезична висота) дорівнює величині відстані пункта від поверхні референц-еліпсоїда по нормалі до неї.

При зображенні рельєфу земної поверхні на топографічних картах висоти точок місцевості доцільно відлічувати від рівня моря, тобто від рівневої або дуже близької до неї поверхні. Цій умові задовольняють нормальні висоти, які відлічуються від майже рівневої, точно визначеної поверхні квазігеоїда. Точки земної поверхні, які мають рівні нормальні висоти, практично можуть вважатися розташованими на рівні однієї водної поверхні при її спокійному стані.

В СРСР була прийнята система нормальних висот, вихідним пунктом служить нуль Кронштадтського футштока, який збігається з середнім рівнем Балтійського моря, виведеним із багаторічних спостережень (Балтійська система висот). Нуль футштока відмічений горизонтальною рискою на латунній пластині, яка закладена у гранітному стоянні мосту через обвідний канал у місті Кронштадт.

Висоти точок земної поверхні, визначені відносно нуля Кронштадтського футштока, називаються абсолютними, а визначені відносно довільно обраної рівневої поверхні – умовними.

Різниця висот двох точок називається відносною висотою однієї точки по відношенню до іншої або перевищенням. Перевищення точок земної поверхні визначають методом нівелювання (від франц. *niveler* – вирівнювати).

Сукупність геодезичних пунктів, визначених в єдиній системі координат, створює геодезичну мережу пунктів. Розрізняють планові й висотні геодезичні мережі. Методи побудови планових і висотних геодезичних мереж суттєво розрізняються між собою. Планові геодезичні мережі створюють методами тріангуляції, полігонометрії, трилатерації, поєднанням цих методів, а також методами космічної геодезії.

Метод тріангуляції (від лат. *triangulum* – трикутник) полягає в побудові на місцевості рядів і мереж трикутників, послідовно пов'язаних між собою загальними сторонами. У вершинах трикутників розташовуються геодезичні пункти. В кожному трикутнику вимірюють всі три кути.

Метод полігонометрії (від грец. *polygones* – багатокутний і *metreo* – вимірюю) полягає у вимірюванні на місцевості довжин послідовно пов'язаних між собою ліній, які створюють полігонометричний хід, а також у вимірюванні горизонтальних кутів між цими лініями.

Метод трилатерації (від лат. *trilaterus* – трьохсторонній) відрізняється від методу тріангуляції тільки тим, що в трикутниках вимірюються не кути, а довжини всіх сторін.

Методи космічної (супутникової) геодезії дозволяють визначати координати геодезичних пунктів за результатами спостережень за рухом штучних супутників Землі (ШСЗ).

Основним принципом побудови геодезичних мереж на великих територіях є перехід від загального до часткового, від мереж більш точних до мереж менш точних.

Державна геодезична мережа (ДГМ) забезпечує розповсюдження координат на територію всієї країни і є вихідною для побудови інших геодезичних мереж. Вона служить головною геодезичною основою топографічних зйомок всіх масштабів і повинна задовольняти вимогам гос-

подарства й оборони країни при розв'язанні наукових та інженерно-технічних задач.

Згідно з останньою класифікацією, ДГМ України поділяється на: астрономо-геодезичну мережу 1 класу (АГМ-1), державну геодезичну мережу 2 класу (ДГМ-2) і геодезичну мережу згущення 3 класу (ГМ-3).

Державна мережа нівелювання (ДМН) створюється методом геометричного нівелювання, при якому різниця висот двох близьких точок місцевості визначається за допомогою горизонтального променя візування. Ця мережа служить для розв'язання наукових і практичних задач і є висотною основою топографічних зйомок різних масштабів, а також основою всіх висотних топогеодезичних вимірювань, які здійснюються в інтересах розвитку господарства й оборони країни.

ДМН поділяється на нівелірні мережі I, II, III і IV класів.

5.3.1. Масштаби

Ступень зменшення ліній на карті або плані відносно горизонтальних прокладень відповідних ліній на місцевості називається масштабом карти (плану).

У більшості випадків горизонтальні прокладення мало відрізняються від довжини самої лінії, тому масштабом спрощено називають відношення довжини лінії на карті до довжини відповідної лінії на місцевості. Це відношення можна записати у вигляді дробу, чисельник якої дорівнює одиниці, а знаменник – числу, що показує, в скільки разів зменшені зображення ліній на карті. Так, якщо масштаб карти дорівнює 1:25 000, то це означає, що всі лінійні розміри на карті зменшені в 25 000 разів у порівнянні з довжинами відповідних ліній на місцевості.

Масштаб, виражений відношенням чисел, називається числовим масштабом.

Числовий масштаб – відвернута величина, яка не залежить від системи лінійних мір, тому якщо відомий числовий масштаб карти, на ній можна здійснювати вимірювання в будь-яких лінійних мірах (сантиметрах, дюймах і т. ін.).

Іменований масштаб указує довжину лінії на місцевості, яка відповідає одиниці довжини на карті (наприклад, 10 км в 1 см, або в 1 см 10 км).



Рис. 20. Побудова лінійного масштабу

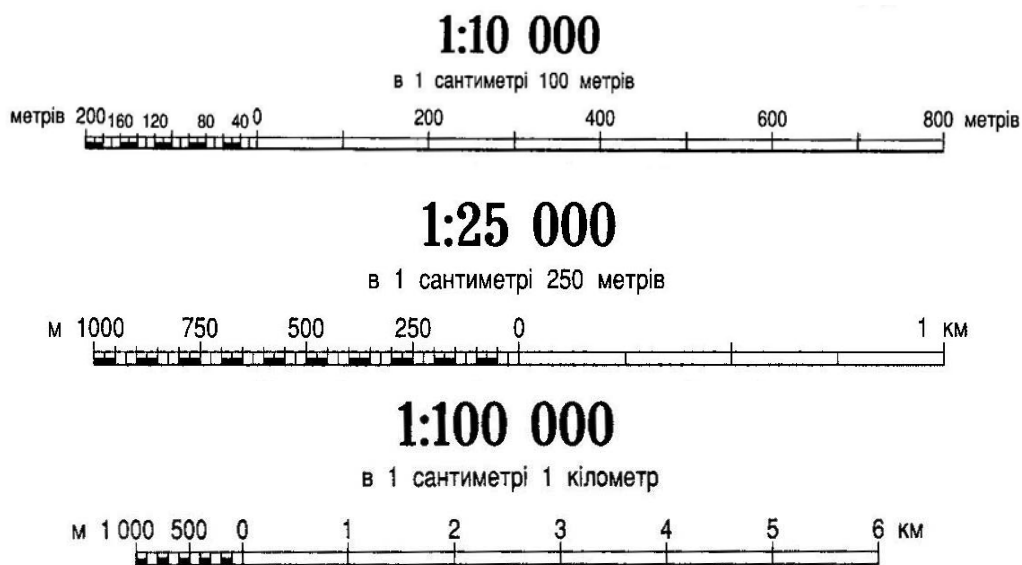


Рис. 21. Лінійні масштаби різних топографічних карт

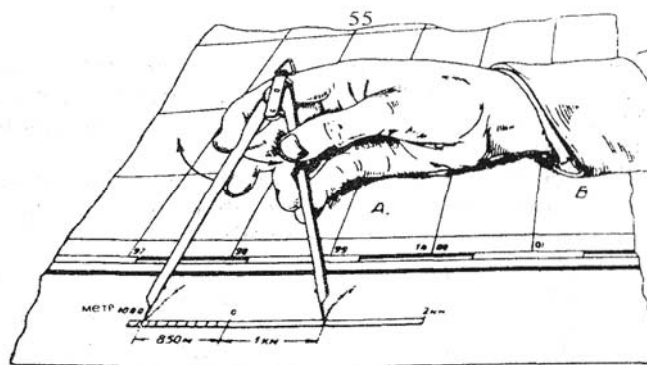


Рис. 22. Вимірювання відстаней на карті

При вимірюванні відстаней по карті можна користуватися так званим лінійним масштабом.

Для побудови лінійного масштабу проводять пряму лінію (рис. 20) і відкладають на ній однакові відрізки. Довжина відрізка повинна бути такою, щоби відповідна за числовим масштабом відстань на місцевості дорівнювалась якому-небудь цілому числу, наприклад 1 км, 2 км і т. д. Лінійна міра кожного такого відрізка називається основою масштабу. Перший ліворуч відрізок розмічують на десять або п'ять однакових частин, щоби можна було виміряти по карті і відкладати на ній десяті або п'яті частки основи масштабу. Поділки підписують цифрами, які означають відстань на місцевості.

За початок відліку відстаней приймають штрих між першим і другим великими відрізками лінійного масштабу, позначений цифрою нуль. Праворуч від нуля підписують числа, які відповідають цілій основі масштабу, а ліворуч від нуля – його часткам.

На рис. 21 зображені лінійні масштаби різних топографічних карт.

Нехай необхідно виміряти по карті відстань між точками A і B (рис. 22). Для цього, встановивши розхил ніжок циркуля по точках A і B карти, прикладають його потім до лінійного масштабу так, щоби ліва ніжка знаходилась ліворуч від нуля, а права знаходилась точно на одній із поділок праворуч від нуля. Відстань між точками A і B дорівнюватиме сумі відліку по обох ніжках циркуля. Частки малих поділок при цьому визначають на око.

Щоби підвищити точність вимірювання відстаней по карті й уникнути визначень на око дрібних часток ліній, застосовують так званий поперечний масштаб.

Поперечний масштаб будують так. На прямій KL (рис. 23) декілька разів відкладають основу масштабу, яка звичайно дорівнює 2 см. З усіх отриманих у такий спосіб то-

чок проводять перпендикуляри; два крайніх перпендикуляри розмічують на десять однакових часток. Через ці точки проводять прямі паралельні лінії KL .

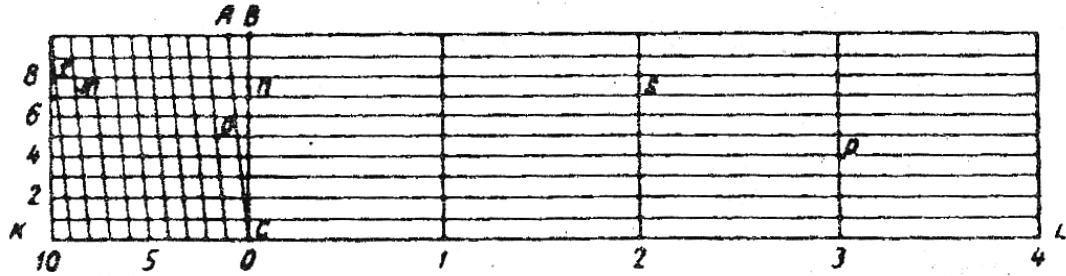
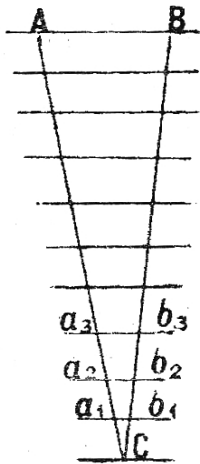


Рис. 23. Побудова поперечного масштабу

Перший ліворуч відрізок $СК$ по верхній і нижній лініях також розмічують на десять однакових часток і точки поділу з'єднують між собою похилими лініями в такому порядку: початок верхньої лінії – з кінцем першої малої поділки нижньої лінії, кінець першої поділки верхньої лінії – з кінцем другої поділки нижньої лінії і т. д., як показано на рис. 23.



Розглянемо трикутник ACB (рис. 23), який у збільшеному вигляді зображений на рис. 24. Із подібності трикутників ACB і a_1cb_1 маємо

$$\frac{a_1b_1}{AB} = \frac{Cb_1}{CB},$$

звідсіля

$$a_1b_1 = \frac{Cb_1 \cdot AB}{CB}.$$

Рис. 24. Основа масштабу

За побудовою $AB = 0,1$ основи масштабу, а $Cb_1 = 0,1$ відрізка CB , отже,

$$a_1b_1 = \frac{0,1 \cdot 0,1CB}{CB} = 0,01 \text{ основи масштабу.}$$

Так само знаходимо, що $a_2b_2 = 0,02$; $a_3b_3 = 0,03$... $a_9b_9 = 0,09$ основи масштабу, тобто кожний відрізок відрізняється від сусіднього на 0,01 основи масштабу або на 0,2 мм.

За допомогою поперечного масштабу можна без оцінки на око виміряти відстань по карті з точністю 0,1 мм.

Поперечний масштаб з основою 2 см, на якому підписані цифри означають цілі, десяті і соті частки основи масштабу (а не довжину на місцевості), називається нормальним поперечним масштабом, яким можна користуватися для вимірювання і відкладання відстаней при будь-якому числовому масштабі.

Поперечний масштаб звичайно гравірується на спеціальних металевих лінійках, які називаються масштабними, а також на лінійках деяких топографічних приладів.

Розрізняють також граничну графічну точність масштабу. Гранична точність масштабу дорівнює 0,1 мм. Чому встановили саме таку величину? Якщо взяти дві паралельні лінії і поступово наближати їх, то нормальне людське око може розрізнити відстань між цими лініями величиною 0,1 мм. При меншій відстані ці лінії зіллються в одну.

Зрозуміло, що гранична точність масштабу для топографічних карт і планів того чи іншого масштабу буде різною, наприклад для масштабу 1: 5 000 – 0,5 м, 1: 10 000 – 1,0 м, 1: 25 000 – 2,5 м і т. д.

Практична точність вимірювань по карті дещо менша від граничної теоретичної точності внаслідок деформації паперу, точності нанесення контурів місцевості тощо.

5.3.2. Проекція, розграфлення і номенклатура топографічних карт

Геодезичні широти і довготи дозволяють визначати положення будь-яких точок поверхні земного еліпсоїда в

єдиній системі координат. Це зручно при розв'язанні задач, пов'язаних із великими територіями або зі всією поверхнею Землі, наприклад при обробці астрономо-геодезичних мереж тієї чи іншої країни або складанні географічних карт дрібних масштабів. Але математичний зв'язок геодезичних координат точок із відстанями й азимутами напрямків між цими точками на поверхні еліпсоїда мають складний вигляд, що утруднює практичне використання системи геодезичних координат при проведенні топогеодезичних робіт, пов'язаних із визначенням планового положення великої кількості точок аналітичним способом. При цьому положення геодезичних пунктів зручніше визначати в системі плоских прямокутних координат.

Для застосування системи плоских прямокутних координат необхідно поверхню референц-еліпсоїда спроектувати на площину за законами спеціально обраної для цих цілей картографічної проекції. Картографічна проекція, яка використовується для числової обробки планових геодезичних мереж і ряду інших геодезичних вимірювань, а також для створення топографічних карт, називається геодезичною проекцією.

Кожна картографічна проекція може бути аналітично представлена двома рівняннями виду

$$\begin{aligned} X &= f_1(B, L); \\ Y &= f_2(B, L). \end{aligned}$$

Ці рівняння встановлюють залежність між геодезичними координатами B і L точок на поверхні еліпсоїда і прямокутними координатами X і Y її зображення на площині. Функції f_1 і f_2 повинні бути взаємно однозначні й безперервні, тобто довільній точці на еліпсоїді повинна відповідати єдина точка на площині, а безперервному переміщенню точки на еліпсоїді – безперервне переміщення її зображення на площині.

Існує чимала кількість функцій f_1 і f_2 , тому і картографічних проекцій може бути скільки завгодно.

У будь-якій проекції при зображенні поверхні еліпсоїда на площині неминучі спотворення. За характером спотворень проекції поділяються на такі основні групи:

- рівнокутні проекції, в яких зберігаються кути, але спотворюються довжини ліній і площі фігур;
- рівновеликі проекції, в яких зберігаються площі фігур, але спотворюються кути і довжини ліній;
- довільні проекції, в яких спотворюються довжини ліній, кути і площі фігур.

Як геодезичні використовуються рівнокутні проекції, в яких при переносі точок на площину зберігається масштаб у будь-якій точці по всіх напрямках, тобто забезпечується подібність зображення нескінченно малих фігур. Повна подібність зображення фігур кінцевих розмірів у рівнокутних проекціях не зберігається, тому що спотворюються лінії і площі фігур. Але у всіх випадках зберігається рівність кутів на площині відповідно до кутів на поверхні еліпсоїда, що зручно при виконанні топогеодезичних робіт.

Оскільки обрати єдину систему плоских прямокутних координат для великої ділянки Землі через швидке збільшення спотворень практично неможливо, поверхня еліпсоїда проектується на площину по частках (зонах), кожна з яких має свою систему прямокутних координат і зображується незалежно від інших.

Геодезична проекція повинна забезпечувати суворий і, головне, простий облік виникаючих спотворень, мінімальну кількість зон, одноманітність обчислень у різних зонах і зв'язок кожної зони з іншими.

СРСР з 1928 р. як геодезична проекція застосовується рівнокутна проекція Гаусса.

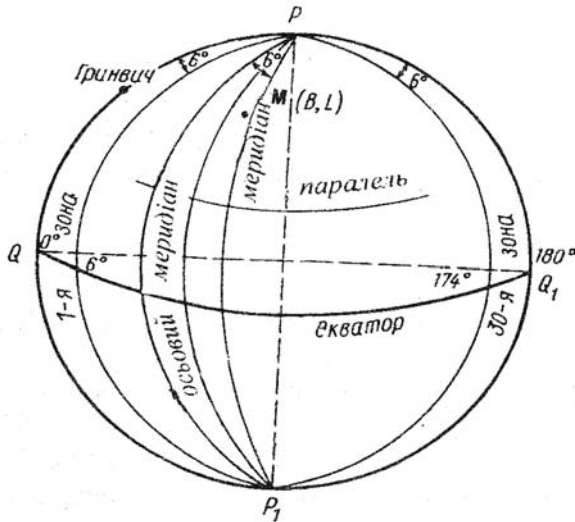


Рис. 25. Координатна зона на поверхні еліпсоїда
зона (рис. 25) створюється двома меридіанами і є сфероїдним двокутником. Ширина зони по довготі становить 6° , а при проведенні великомасштабних зйомок 3° .

Відлік номерів шестиградусних зон здійснюється від Гринвіцького меридіана на схід від 1 до 60. Територія України розташована в 4-х зонах від 4-ї до 7-ї.

Середній меридіан кожної зони називається осьовим меридіаном. Довгота осьового меридіана L_o будь-якої шестиградусної зони Східної півкулі обчислюється за формулою

$$L_o = 6^\circ n - 3^\circ,$$

де n – номер зони.

У проекції Гаусса при зображенні на площині кожної координатної зони еліпсоїда виконуються такі дві умови:

1. Рівнокутність зображення.
2. Осьовий меридіан зони зображується у вигляді прямої лінії з точним збереженням своєї довжини.

Із цих умов випливає, що осьовий меридіан і частина екватора в межах зони зображуються на площині у вигляді двох взаємно перпендикулярних прямих, які створюють у кожній координатній зоні систему плоских прямокутних

У цій проекції, загальна теорія якої розроблена у 1825 – 1830 рр. видатним німецьким математиком К.Ф.Гауссом (1777 – 1855), поверхня земного еліпсоїда поділяється меридіанами на координатні зони. Кожна

координат. При цьому осьовий меридіан приймається за вісь абсцис (X), а екватор – за вісь ординат (Y). Додатними напрямками вважаються: для осі абсцис – північне, для осі ординат – східне. Решта меридіанів і паралелей зони зображуються на площині кривими лініями з деяким збільшенням їх довжини і розташовуються симетрично по відношенню до осевого меридіана й екватора.

Рівнокутність зображення в проекції Гаусса досягається тим, що довжини всіх ліній, розташованих на поверхні еліпсоїда, при переносі їх на площину спотворюються (збільшуються) пропорційно їх віддаленню від осевого меридіана зони відповідно до формули

$$\Delta d = d_0 \frac{Y^2}{2R^2},$$

де Δd – спотворення (подовження) ліній у проекції Гаусса;

d – довжина лінії на поверхні еліпсоїда (кулі);

Y – ордината середньої точки лінії;

R – радіус земної кулі.

Із формули випливає, що спотворення довжин ліній у проекції Гаусса зростають на захід і схід від осевого меридіана зони прямо пропорційно квадрату ординати. Якщо лінія розташована на осевому меридіані ($Y = 0$), то її довжина залишається без змін ($\Delta d = 0$).

Якщо за формулою визначити граничну ширину координатної зони, яка зображується на площині без шкоди для точності створення топографічних карт, то вона не повинна перевищувати 570 км.

Топографічні карти відображують земну поверхню по частинах, тобто є багатоаркушними. Рамки аркушів карт встановлюють з урахуванням зручності їх практичного використання. Прийняті у нас кутові розміри рамок аркушів карт різних масштабів показані в таблиці 2.

Таблиця 2

Кутові розміри рамок аркушів карт різних масштабів

Масштаб карти (плану)	Розміри рамок аркушів карт	
	по широті	по довготі
1:1 000 000	4°	6°
1:500 000	2°	3°
1:200 000	40'	1°
1:100 000	20'	30'
1:50 000	10'	15'
1:25 000	5'	7' 30"
1:10 000	2' 30"	3' 45"
1:5 000	1' 15"	1' 52" 5
1:2 000	25"	37" 5

Кожний аркуш топографічної карти в проекції Гаусса теоретично має криволінійні сторони, але практично, враховуючи точність графічних побудов, сторони аркуша звичайно показують прямими лініями і сам аркуш карти має форму рівнобічної трапеції. З огляду на це в практиці топогеодезичних робіт зйомочні оригінали топографічних карт часто називають трапеціями.

Лінійні розміри північних і південних сторін рамок аркушів карт зі збільшенням широти зменшуються, тому аркуші карт у північних районах стають вузькими й незручними для роботи. Для усунення цього недоліку північніше паралелі 60° карти всіх масштабів видаються подвійними по довготі аркушами, а північніше паралелі 76° - зчетвереними, крім карти масштабу 1:200 000, яка видається строєними аркушами.

Системою розграфлення аркушів карт називається система поділу карт на окремі аркуші, а номенклатурою карт – система номерацій і позначень окремих аркушів. В основі системи розграфлення і номенклатури топографічних карт лежить міжнародне розграфлення і номенклатура карти масштабу 1: 1 000 000. Аркуші цієї карти отримуються від

поділу земної поверхні паралелями через 4° по широті, починаючи від екватора, на ряди і меридіани через 6° по довготі, починаючи від Гринвіцького меридіана, на колони.

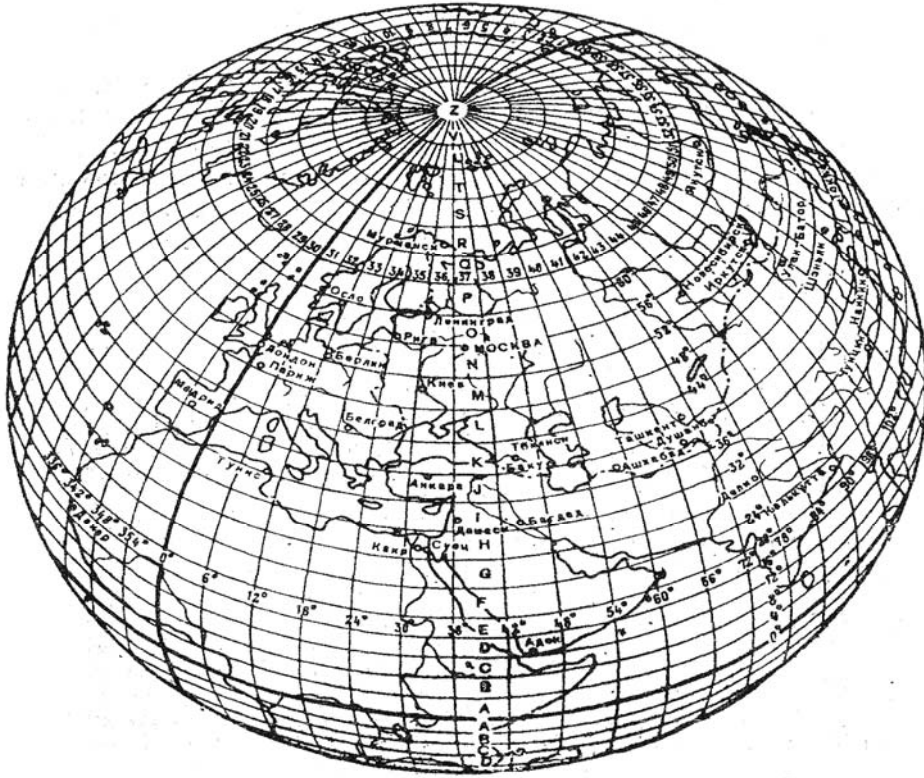


Рис. 26. Розграфлення аркушів карти масштабу
1: 1 000 000

Ряди позначаються прописними буквами латинського алфавіту від А до Z, починаючи від екватора до полюсів, а колони – арабськими цифрами від 1 до 60, починаючи від меридіана 180° , із заходу на схід. Колони аркушів мільйонної карти збігаються з шестиградусними координатними зонами й різняться лише їх нумерацією: номер зони відрізняється від номера колони на 30.

Номенклатура аркуша карти масштабу 1: 1 000 000 складається з літери ряду й номера колони, в перетинанні яких знаходиться аркуш. Наприклад, аркуш карти, де розташоване м. Київ, має номенклатуру М-36 (рис. 26).

Кожний аркуш карти масштабу 1: 1 000 000 (рис. 27) поділяється на чотири аркуша масштабу 1: 500 000, які позначаються прописними літерами А, Б, В, Г російського алфавіту; 36 аркушів карти масштабу 1: 200 000 позначаються римськими цифрами від I до XXXVI; 144 аркуша карти масштабу 1: 100 000 позначаються арабськими цифрами від 1 до 144.

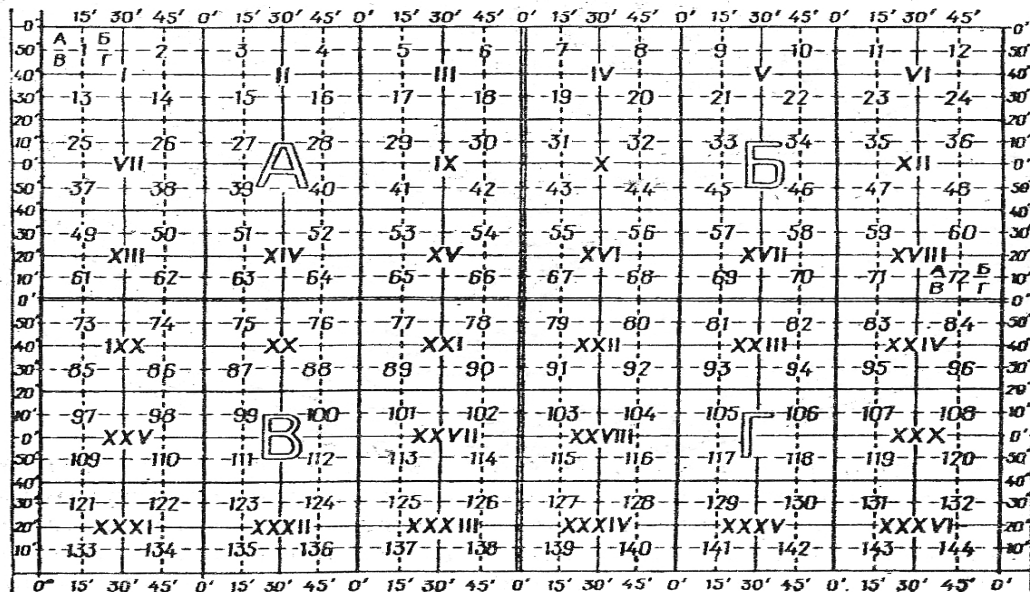


Рис. 27. Розграфлення аркушів масштабів 1: 500 000, 200 000, 1: 100 000, 1: 50 000

Номенклатура кожного з аркушів карт вказаних масштабів складається з номенклатури аркуша карти масштабу 1: 1 000 000 з додаванням праворуч літери або цифри, яка вказує положення даного аркуша на аркуші карти масштабу 1: 1 000 000. Наприклад, аркуш карти масштабу 1: 500 000 може мати номенклатуру М-36-А, аркуш карти масштабу 1: 200 000 – номенклатуру М-36-XXIII, аркуш карти масштабу 1: 100 000 – номенклатуру М-36-72.

В основі розграфлення й номенклатури аркушів карт масштабів 1: 50 000 і 1: 25 000 лежить розграфлення й номенклатура аркуша карти масштабу 1: 100 000. Кожний аркуш карти масштабу 1: 100 000 поділяється на чотири аркуша карти масштабу 1: 50 000, які позначаються літера-

ми російського алфавіту А, Б, В, Г і мають номенклатуру вигляду М-36-72-В (рис. 27 і 28).

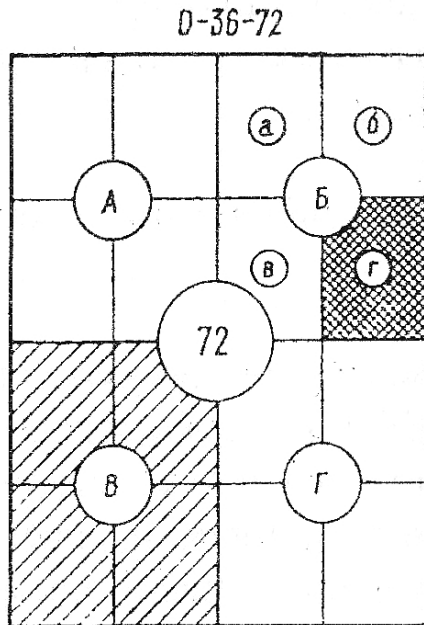


Рис. 28. Розграфлення аркушів карт масштабів 1:50 000 і 1: 25 000

Кожний аркуш карти масштабу 1:50 000 в свою чергу поділяється на чотири аркуша карти масштабу 1: 25 000, які позначаються рядковими літерами а, б, в, г російського алфавіту і мають номенклатуру вигляду М-36-72-Б-г (рис. 28).

Кожний аркуш масштабу 1: 25 000 поділяється на чотири аркуші масштабу 1: 10 000, позначаються арабськими цифрами 1, 2, 3, 4 і мають вигляд М-36-72-Б-г-1.

При написанні номенклатури здвоєного, строєного і зчетвереного аркушів карти перелічуються всі одинарні аркуші, наприклад Р-35, 36. До номенклатури аркушів карт Південної півкулі Землі додається справа підпис у дужках (Пд. Пк).

Великою перевагою системи розграфлення й номенклатури наших топографічних карт є її злагожденість і простота. Вона може бути використана для всієї поверхні земної кулі і виключає випадки повторення номенклатури аркушів карт різних районів. Зручність розглянутої номенклатури, крім того, полягає в тому, що по ній легко визначити геодезичну широту й довготу кожного кута рамки будь-якого аркуша карти, а також масштаб карти.

З метою формалізації представлення номенклатури карт у пам'яті ЕОМ для використання механізованих і автоматизованих засобів обліку карт замість букв використовують арабські цифри, які відповідають порядковому номеру літерів в алфавіті, наприклад замість М-36-72-Б-г записують 13-36-072-2-4.

Номенклатури аркушів топографічних карт на задані райони найбільш зручно і швидко визначають по збірних таблицях – спеціальним схематичним картам дрібного масштабу, на яких показується система розграфлення карт потрібних масштабів, а також їх нумерація і позначення.

4. Картографічні умовні знаки для зображення елементів місцевості

Місцевість на картах зображується системою умовних знаків у поєднанні з підписами географічних назв і скороченими поясненнями. Умовні знаки передають вигляд, просторове положення і найважливіші характеристики місцевих предметів. Вони наочні й легко запам'ятовуються. Знаки однорідних предметів місцевості звичайно мають загальну основу, яка дещо змінюється або доповнюється в залежності від їх якісних або кількісних відмінностей. Кольори умовних знаків або фону, на якому вони розміщені, розмір і характер шрифтів для підписів також має певне смислове значення. Умовні знаки поділяються на контурні (масштабні), позамасштабні й лінійні.

Об'єкти, окреслення яких можуть бути зображені в масштабі карти зі збереженням істинних пропорцій, викреслюються контурними або масштабними умовними знаками. Ці знаки складаються із зовнішнього контуру об'єкта, який заповнюється знаками, що визначають його сутність. Контури наносяться на карту суцільною лінією або пунктиром, зі збереженням їх орієнтування відносно сторін горизонту і подібності дійсним окресленням. Заповнювальні

умовні знаки або кольоровий фон визначають сутність об'єкта, який розміщений у середині контуру, але не вказує місцеположення окремих предметів і їх кількості. Так, кружечки, які заповнюють контур саду або рідкого лісу, свідчать лише про те, що на даній ділянці розташований сад або рідколісся, але не дає ніякого уявлення про місцезнаходження породи і величину дерев.

Об'єкти невеликого розміру, окреслення яких не виражаються в масштабі карти або виражаються настільки малим контуром, що він перетворюється в крапку, зображують позамасштабними умовними знаками, які являють собою невеликі геометричні фігури або спрощені малюнки, що нагадують зображуваний об'єкт. Одна з точок позамасштабного умовного знака показує положення об'єкта на місцевості. У знаків симетричної форми (кружечок, квадрат, трикутник, зірочка) ця точка розташована в центрі фігури. У знаків, які мають форму фігури з широкою основою, місцеположення об'єкта відповідає середині основи (пам'ятники, телефонна станція тощо). Якщо в основі позамасштабного знака є прямий кут, то місцеположенню об'єкта відповідає вершина кута (відокремлене дерево, вказівник доріг, вітряний двигун тощо). У знаків, які складаються зі сполучення декількох фігур (завод із трубою, побудови баштового типу, каплиця тощо), місцеположенню об'єкта відповідає центр нижньої фігури.

Річки, дороги, лінії зв'язку, кордони й інші об'єкти лінійного типу зображуються лінійними умовними знаками. Ці знаки передають у межах точності масштабу вигини по вздовжніх окреслень об'єктів. Їх положенню на місцевості відповідає вісь умовного знака. Ширина лінійних об'єктів звичайно не виражається в масштабі карти (за винятком великих річок) і зображується з деяким збільшенням.

Крім масштабних, позамасштабних і лінійних умовних знаків на картах для додаткової характеристики об'єктів

застосовуються пояснювальні знаки (наприклад, фігурки листяних або хвойних дерев показують переважаючі породи дерев у лісі, стрілки на річці – напрямок течії тощо).

Підписи, буквені й цифрові позначення розміщують на картах для передачі географічних найменувань, якісних і кількісних характеристик об'єктів, а також відомостей пояснювального і довідкового характеру. На картах підписують назви населених пунктів, річок, озер, морів, гір і т. ін.

Скорочені пояснювальні підписи застосовуються для додаткової характеристики об'єктів (наприклад, поруч зі зображенням фабрик, заводів і інших підприємств підписом вказується галузь промисловості, рід виробництва або видобутку корисних копалин: цег. – цегельний завод, бор. – борошняний завод, глин. – глиняний кар'єр і т. ін).

Скорочені підписи ставлять також біля деяких об'єктів, які мають суттєве значення, але зображуються загальним умовним знаком з іншими подібними об'єктами (шк. – біля будівлі школи, б. – біля залізничної будки, каз. – біля казарми і т. ін.).

Цифрові позначення застосовуються здебільшого для кількісних характеристик різних об'єктів картографування: доріг, річок, мостів, переправ, форм рельєфу тощо.

Розмір букв і цифр, їх окреслення, нахил і розміщення на карті мають визначене значення. Так, шрифти для підписів населених пунктів передають своїми розмірами й окресленнями відомості про тип поселення, адміністративне значення й кількість мешканців; нахил букв у підписах назв річок показує їх транспортне значення і т. ін.

Багатобарвне оформлення топографічних карт сприяє підвищенню їх наочності. Для однорідних груп або тісно пов'язаних між собою об'єктів встановлені визначені кольори, якими вони друкуються на карті. Так, контури населених пунктів, залізниці і автомобільні дороги, промислові, сільськогосподарські і соціально-культурні об'єкти зо-

бражуються чорним кольором, ліси – зеленим; гідрографія – синім, рельєф – коричневим.

Зауважимо, що стандартні умовні позначення топографічних карт систематично переглядаються, доповнюються і змінюються.

Видаються умовні знаки у вигляді окремих книг. Окремо для топографічних планів масштабів 1: 5 000, 1: 2000, 1: 1 000 і 1: 500 (останнє видання 2001 р.) ; окремо для топографічної карти масштабу 1: 10 000 (2001 р.); окремо для топографічних карт масштабів 1: 25 000, 1: 50 000, 1: 100 000 (2002 р.).

6.1. Особливості оформлення топографічних карт і планів

Кожний аркуш карти або плану має закінчене оформлення. Основними елементами аркуша є: картографічне зображення ділянки земної поверхні за допомогою прийнятих умовних знаків, яке становить зміст аркуша; рамка аркуша, елементи якої визначені математичною основою; координатна сітка; позарамкове оформлення (допоміжне оснащення) для полегшення користування картою.

Рамка аркуша карти має подвійну функцію: обмежує зображення ділянки місцевості та відіграє частково роль допоміжного оснащення, що дозволяє визначити планові координати точок на карті. Рамка складається з трьох елементів: внутрішньої, градусної та зовнішньої рамок.

Внутрішня рамка, яку отримано в результаті розграфлення і яка безпосередньо обмежує картографічне зображення, має вигляд тонкої одинарної лінії. Північна та південна її сторони – відрізки паралелей, західна та східна – відрізки меридіанів, широта і довгота яких визначаються загальною системою розграфлення топографічних карт. Кількісні значення координат елементів рамки вказують

біля її кутів: довгота на продовженні меридіанів, широта на продовженні паралелей.

На деякій відстані від внутрішньої проведена градусна (мінутна) рамка, яку поділено на відрізки, що відповідають лінійній довжині однієї міноти меридіана (на бічних сторонах рамки) або паралелі (на верхній та нижній сторонах рамки). Вони позначені подвійною та суцільною жирною лініями, що чергуються. Кількість мінутних відрізків на бічних сторонах рамки (західній та східній) однакова і дорівнює різниці значень широти північної та південної рамок. На верхній і нижній сторонах (північній та південній) кількість відрізків також однакова і визначається різницею значень довготи східної та західної сторін мінутної рамки. Відрізки, на які поділено кожен зі сторін рамки, рівні за довжиною на протилежних вертикальних і практично рівні на протилежних горизонтальних сторонах рамки аркуша.

Розміри аркушів карти масштабу 1: 50 000 та дрібніших виражені цілим числом мінут, а масштабу 1: 25 000 та більших – мінутами і секундами, тому на рамках аркушів цих масштабів не всі відрізки поділу однакові. Довжина крайніх відрізків залежить від значень координат кутів рамки. Для лівих крайніх відрізків на південній та північних сторонах – це різниця в секундах між довготою західної сторони і цілою мінutoю. Крайній лівий відрізок на горизонтальних сторонах становить 15". Праві крайні відрізки на тих самих сторонах мають довжину, відповідну секундам довготи східної сторони, тобто 30", тому ці відрізки удвічі коротші, ніж мінутні. Така сама залежність довжин відрізків поділу на західній та східній сторонах рамки від значень широти південної і північної сторін.

Зовнішня рамка має вигляд потовщеної лінії надає аркушу закінченого вигляду. На картах останніх років видання вона поєднується з мінутною рамкою. У проміжку між ними дається поділ мінутних відрізків на десяти секу-

ндні, між ними дається поділ мінутних відрізків на десятисекундні, межі яких відмічені крапками. Це спрощує визначення географічних координат.

На картах масштабу 1: 500 000 та 1: 1 000 000 дається картографічна сітка паралелей і меридіанів, а на картах масштабу 1: 10 000 – 1: 200 000 - координатна, або кілометрова сітка (її лінії проводять через ціле число кілометрів). На кожному аркуші зображена певна частина зональної системи плоских прямокутних координат.

Значення ліній кілометрової сітки вказується між внутрішньою і мінутною рамки: абсцисами на кінцях горизонтальних ліній, ординати (перетворені) на кінцях вертикальних ліній. Крайні лінії мають повні значення координат, проміжні – скорочені (тільки десятки й одиниці кілометрів). Частина кілометрових ліній має позначення координат усередині аркуша. За зовнішньою рамкою аркушів, що містяться в смузі перекриття геодезичних зон, дається положення та значення координатних ліній суміжної зони.

Позарамкове оформлення складається з номенклатури аркуша (над північною стороною рамки) і номенклатури суміжних аркушів, тобто аркушів, що мають спільну межу з даним (у розриві середньої частини кожної сторони зовнішньої рамки). Поряд із номенклатурою вказується назва найбільшого населеного пункту, зображеного на даному аркуші, деякі інші відомості.

Під південною рамкою розміщені відомості про магнітне схилення для території, що зображена на карті, середнє зближення меридіанів (для середини аркуша), поправка до дирекційного кута при обчисленні магнітного азимута, схема взаємного розміщення географічного (істинного), магнітного меридіанів і вертикальної лінії сітки (паралельної осьовому меридіану зони). Тут також подаються числовий, іменований та лінійний масштаби карти, кількість метрів, через яку проведені суцільні горизонталі, графік

закладень, відомості про час створення карти та її видання, інші довідкові дані.

6.2. Зображення населених пунктів

Населені пункти – це показник ступеня освоєння людиною певної території та її економічного розвитку.

Населені пункти показуються на картах із поділом по типу поселення, чисельності мешканців і політико-адміністративного значення.

Столиці і адміністративні центри, за винятком районних центрів і центрів селищних і сільських рад, виділяються окресленням і розміром шрифтів підписів їх назв. Районні центри, центри селищних і сільських рад виділяються умовними скороченими підписами, розміщеними під їх назвами (РР – районна рада, СелР – селищна рада, МР – міська рада, СР – сільська рада).

На топографічних картах показуються такі типи (категорії населених пунктів): міста; селища міського типу; селища при промислових підприємствах, залізничних станціях, пристанях і т. ін., які офіційно не віднесені до категорії селищ міського типу; селища сільського і дачного типу (станіці, села і т. ін.).

На топографічних картах з подробицями, які відповідають їх масштабу, необхідно відображувати: тип (категорію) населеного пункту; структуру населених пунктів (характер їх планування і забудови з виділенням магістральних і головних вулиць, проїздів, будівель і споруд, які є орієнтирами, форму й орієнтування кварталів і т. ін.); особливості зовнішнього окреслення населених пунктів.

У залежності від структури населених пунктів при зображенні на картах розрізняються: міста і селища міського типу; селища дачного типу; селища сільського типу з квартальною і рядовою забудовою; селища з безсистемною за-

будовою; селища сільського типу з розрідженою забудовою (розрідженого типу).

На топографічних картах повинні бути показані, як правило, всі населені пункти; при створенні карт масштабів 1: 50 000 і 1: 100 000 на густозаселені райони з великою кількістю окремих дворів частина дворів у містах найбільш густого їх розташування не показується. На картах, які створюються на незаселені і малозаселені райони, показуються всі житлові і нежитлові будівлі, а також зруйновані і півзруйновані населені пункти і окремі будівлі, які мають значення орієнтирів.

Зображення компактного населеного пункту відпрацьовується на картах у такому порядку:

- наносяться об'єкти, важливі в економічному відношенні або мають значення орієнтирів (промислові підприємства, споруди баштового типу, церкви, пам'ятники, а також ділянки залізниць, які проходять через населений пункт);
- показуються магістральні і головні вулиці, а потім решта вулиць і проїздів, які відображують характер планування і забудови;
- відпрацьовується внутрішня структура кварталів — показуються будівлі і споруди в них;
- відпрацьовується зовнішній контур населеного пункта;
- заповнюються умовними знаками площі зображення рослинного покриву всередині населеного пункта і на його околицях.

6.3. Зображення промислових, сільськогосподарських і соціально-культурних об'єктів

На топографічних картах показуються такі промислові, сільськогосподарські і соціально-культурні об'єкти: заводи, фабрики, електростанції; аеропорти, аеродроми, гідро-

аеродроми, посадочні майданчики; нафтопромисли, нафтові і газові вежі та свердловини, шахти, штольні, рудники, місця відкритих розробок корисних копалин (кар'єри), торфозробки, соляні розробки, відвали відпрацьованих порід (терикони); газопроводи, нафтопроводи й інші трубопроводи (наземні й підземні); склади пального, газгольдери, бензоколонки і заправочні станції; лінії зв'язку й електропередачі, трансформаторні будки, підводні кабелі зв'язку; елеватори, лісопильні, млини, башти; господарські будівлі сільськогосподарських підприємств, пунктів механізації, майстерень; загони для худоби, пасіки; контори лісництва і дорожньо-експлуатаційних ділянок, будинки лісників, рибацькі промисли; радіостанції, телефонні станції, радіо- і телевізійні мачти, телеграфні і радіотелеграфні контори і відділення; метеорологічні станції; школи, лікарні, санаторії, стадіони, трампліни, пам'ятники, монументи, братські могили, кладовища, твариномогильники і т. ін.

6.4. Зображення шляхів сполучення

На топографічних картах показуються: залізниці; монорейкові і підвісні дороги, фунікулери і бремсберги, трамвайні колії і наземні ділянки метрополітену; шосейні, ґрунтові дороги і стежки; залізничні станції, станції метрополітену, роз'їзди, платформи, пункти зупинки, навантажувально-розвантажувальні майданчики; залізничні вокзали, депо, блокпости, шляхові пости, поворотні круги, станційні шляхи, тупики, водонапірні башти, семафори, світлофори; мости, тунелі, естакади, акведуки, шляхопроводи, насипи і виїмки; труби, пішохідні мости, з'їзди з доріг із покриттям, фашинні ділянки доріг, гаті, греблі; гірські перевали, огороження і насадження вздовж доріг.

При зображенні дорожньої мережі і дорожніх споруд необхідно правильно і наочно відображувати: густоту, клас і стан доріг) місцеположення і конфігурацію доріг; перех-

рестя доріг, з'їзди з доріг, підходи до переправ, перевалів і місцям, де об'їзди утруднені; місцеположення і характеристики дорожніх споруд.

Дороги зображуються на карті в послідовності від вищого класу до нижчого. Дорожні споруди, умовні знаки яких переривають зображення дороги (наприклад, залізничні станції, тунелі, мости), наносяться перед викреслюванням умовного знака самої дороги; інші дорожні споруди викреслюються після зображення дороги. При зображенні доріг необхідно стежити за тим, щоби вісь умовного знака дороги точно відповідала її дійсному положенню.

Залізниці показуються на картах із поділом: за шириною колії – ширококоліїні (з шириною колії 1435 мм і більше; у нас – 1524 мм) і вузькоколіїні (менше 1435 мм); кількістю колій: одноколіїні, двоколіїні, триколіїні і т. д.; за видом тяги: електрифіковані і з дизельною або паровою тягою; за станом: діючі, ті, що будуються; розібрані, недіючі (законсервовані).

При зображенні на картах шосейні, ґрунтові дороги і стежки поділяються на: автостради; вдосконалені шосе; шосе; поліпшені ґрунтові дороги; ґрунтові дороги; польові і лісові дороги; дороги з дерев'яним покриттям, лотки для спуску лісу; пішохідні стежки.

6.5. Гідрографія і гідротехнічні споруди

На топографічних картах показуються: берегова лінія морів, озер, водосховищ і інших водоймищ, острова, берегові обмілини і мілини, припливно-відпливні смуги; річки, струмки, канали і канали; водні джерела (природні і штучні) і споруди для збору води; шлюзи, греблі, пороми, водопроводи і інші споруди; морські і річкові порти, пристані, моли, морські канали, маяки та ін.; рельєф дна морів і крупних водоймищ.

При зображенні гідрографії і гідротехнічних споруд на топографічних картах з урахуванням їх масштабу повинні бути правильно і наочно відображені: особливості окреслення берегової лінії, типи берегів, густота і форма озер і островів, загальна характеристика узбережжя і прибережжя; системи водотоків і водоймищ, відносна густота річкової мережі, ступінь і характер звивистості водотоків; річкові системи з відокремленням в них головної річки, приток різного значення і джерел крупних річок; судноплавність річок і каналів з чітким позначенням єдиних судноплавних систем; характер берегів і гирла річок, річкових заплав і їх прохідності; розміщення в засушливих і безводних районах водних джерел, детальна їх характеристика; переправи; гідротехнічні споруди.

6.6. Рослинний покрив і ґрунти

На картах показуються такі види рослинності і ґрунтів: деревна (ліси, окремі гаї, окремі дерева); чагарникова; трав'яниста, півчагарникова, мохова; очеретові і тростинні зарості; штучні насадження деревинних, чагарникових і трав'янистих культур; нескелясті ґрунти (піски, кам'яні розсипи, гальківники); скелясті ґрунти або кам'янисті поверхні; поверхні з мікрорельєфом (полігональні, бугристі, кочковаті); болота.

На картах показуються такі види деревної рослинності: ліси – висота дерев 4 м і більше; поросль лісу – тонкостовбурний молодняк, молоді посадки лісу висотою до 4 м; низкорослий (карликовий) ліс – пригнічена деревна рослинність висотою до 6 м, притаманна болотам і високогір'ю; рідколісся – рідкий ліс, в якому відстані між деревами більше двох діаметрів їх крон; при таких відстанях між деревами зімкнутість крон буде меншою 0,2; вирубаний ліс (ділянки лісу з пеньками) і буреломи (де не менше 50% дерев повалено вітром); горілий ліс і сухостійний ліс – обгорілі

або засохлі ділянки лісу; захисні лісонасадження – вузькі смуги лісу, для захисту полів від впливу вітрів, а також густі і широкі обсадки біля доріг для захисту від снігових наметів; окремі гаї, окремі дерева.

6.7. Зображення кордонів, границь, меж та огорож

На картах показуються такі кордони і границі політико-адміністративного поділу: державні, автономних республік, областей.

Усі кордони показуються відповідно до нових, точних і достовірних даних. Державний кордон України показується з особливою ретельністю і у точній відповідності з її зображенням на демаркаційних або договірних картах. Положення позначень усіх прикордонних знаків (стовпів), повинно відповідати їх координатам, наведеним у каталогах, які додаються до матеріалів демаркації (договірних матеріалів). Місцевість, по якій проходить державний кордон, зображується можливо детальніше, зі збереженням всіх її характерних особливостей.

При зображенні кордонів повинні дотримуватися таких правил: кордони показуються з можливо мінімальним узагальненням, у межах графічної точності карти; з особливою ретельністю відпрацьовуються повороти і прямолінійні ділянки державних кордонів, при цьому всі різкі повороти фіксуються точками умовного знака; кордони, які не збігаються з лінійними об'єктами місцевості, зображуються умовними знаками без розривів; вісь умовного знака повинна відповідати дійсному положенню кордону; кордони, які збігаються з лінійними об'єктами (дорогою, каналом, річкою, яка зображується в одну або дві лінії, але з малим проміжком між ними), показується групами ланцюгів (по 3-4 ланцюга) позмінно по обидві боки від зображення об'єкта; кордони, які проходять по форватеру або посередині річки, показуються групами ланцюгів між ліні-

ями берегів зі збереженням вигинів і поворотів у відповідності з їх дійсним положенням; зображення кордонів, які проходять по гірським хребтам, повинно бути суворо узгоджено зі зображенням рельєфу; при збігові кордонів і границь різного порядку показуються кордони вищої політико-адміністративної одиниці.

Крім політико-адміністративних кордонів і границь, на картах показуються межі державних заповідників, земельних ділянок, а також різного роду огородження (кам'яні і цегляні стіни і т. ін.). Огороження не показуються при їх довжині менше 5 мм у масштабі карти.

6.8. Зображення опорних пунктів

На топографічних картах показуються пункти державної геодезичної мережі, точки зйомочної мережі, закріплені на місцевості центрами, координати, яких наведені в каталозі, а також знаки державної мережі нівелювання (за винятком стінних і тимчасових) із розрахунку не більше 10 пунктів на 1 дм² площі карти. При великій кількості в першу чергу показуються пункти вищих класів і ті, що показані на картах більш дрібних масштабів.

Умовні знаки пунктів державних геодезичних і нівелірних мереж, а також точок зйомочної мережі, закріплених на місцевості центрами, супроводжуються на карті підписами відміток висот.

7. Рельєф місцевості

7.1. Основні форми рельєфу

Рельєф місцевості – найважливіший елемент географічного середовища. Він суттєво впливає на клімат, ґрунотворні процеси, рослинність, гідрографічну мережу. Ступінь господарського засвоєння території, розміщення населених пунктів і шляхів сполучень, доступність місцевості

для пересування поза дорогами в основному залежить від характеру рельєфу.

Рельєф земної поверхні являє собою складну сукупність просторових форм, які відрізняються між собою зовнішніми окресленнями, розмірами, висотою, орієнтуванням відносно сторін горизонту, відношенням до площини горизонту і деякими іншими властивостями. Щоби розібратися в характері рельєфу, його прийнято розглядати як сукупність порівняно невеликої кількості типових або елементарних форм.

Існує декілька класифікацій рельєфу за різними ознаками. В топографії рельєф класифікують за різними складовими його форм і по відношенням цих форм до площини горизонту. За розмірами розрізняють крупні (макро-), середні (мезо-) і дрібні (мікро-) форми рельєфу. До крупних відносять гірські хребти, окремі гори, великі долини і т. ін.; до середніх – відроги гірських хребтів, пагорби, невеликі долини і т. ін.; до дрібних – бугри, невеликі висотки і інші форми, величина яких вимірюється метрами і частками метра.

По відношенню до площини горизонту форми рельєфу поділяються на додатні і від'ємні. Додатні форми мають опуклу поверхню і підвищуються над оточуючою місцевістю; від'ємні – увігнуту і створюють пониження місцевості.

До додатних форм рельєфу належать: гора, гірський хребет, пагорб, увал.

Гора – височина з явно вираженими схилами і підосвою, яка підвищується над оточуючою місцевістю на 200 м і більше (мається на увазі відносна висота від підніжжя до вершини). Сама висока частина гори називається вершиною.

Гірський хребет – лінійно-витягнута височина висотою більше 200 м, із добре вираженими схилами і підніжжям.

Вододільна частина хребта називається гребенем; понижені частини гребеня між двома вершинами – сідловинами.

Пагорб – невелика округла височина висотою менше 200 м із пологими схилами і нечітко вираженим підніжжям. У гірських районах зустрічаються пагорби з гострими вершинами і крутими схилами. Дрібні пагорби часто називають буграми.

Увал – полого витягнута височина висотою менше 200 м з округлими схилами й нерізко вираженою подошвою.

До від’ємних форм рельєфу належать долина, яр, балка, лощина й улоговина.

Долина – витягнута в довжину порожниста форма рельєфу, яка має нахил в одному напрямку. Долини ніколи не перетинаються між собою, а зустрічаючись зливаються в одну загальну порожнисту форму. В долині розрізняють найнижчу її частину – дно, або ложе, і схили долини. В річкових долинах частина дна, зайнята річкою, називається руслом, а та частина, яка заливається водою при повенях, – заплавою. З боків дно долини обмежено схилами. Схили часто бувають східчасті і складаються з чергування рівних майданчиків і уступів. Майданчики, витягнуті вздовж долини і поділені уступами, називаються терасами.

Яр – порівняно вузьке, витягнуте пониження місцевості з крутими або стрімкими схилами, які нагадують у поперечному розрізі латинську літеру V. Яри мають нахил в одному напрямку і не перетинаються між собою.

Балка подібна з яром, але має пологі, часто задерновані схили і плоске дно.

Лощина – витягнуте заглиблення, з пологими слабо вираженими схилами, які мають нахил в одному напрямку.

Улоговина – пониження місцевості, замкнуте з усіх боків. Форма й розміри можуть бути різними. Невеликі улоговини, які мають незначну глибину і плоске дно, називають блюдцями або западинами.

У формах рельєфу розрізняють основні орографічні лінії: вододіли, тальвеги, бровки і підосви.

Вододілом називається лінія або смуга місцевості, яка розділяє поверхневий стік протилежних схилів височин.

Тальвегом називається лінія, яка з'єднує найбільш низькі точки дна долини. В річкових долинах тальвег збігається з лінією найбільших глибин дна річки.

Бровкою називається лінія перегину схилу, нижче якої він стає більш крутим (перегини схилів долин, балок, ярів тощо).

Підосвою називається лінія перегину схилу, нижче якої він стає більш пологим. Іноді підосвою називають також підніжжя гір, пагорбів, обривів і т. ін.

Орографічні лінії дають чітке уявлення про ступінь розчленування рельєфу. Вони складають, так би мовити, скелет нерівностей місцевості і тому їх іноді називають скелетними лініями рельєфу.

7.2. Способи зображення рельєфу

Показ рельєфу суші на географічних картах – задача непроста: форми земної поверхні являють собою об'ємні тіла, а відображувати їх потрібно на площині; разом з тим рельєф, зображений на всій поверхні суші, не повинний затінювати й інші елементи змісту.

Розроблено декілька способів зображення рельєфу. Найбільш важливішими з них є гіпсометричний спосіб, спосіб відмивки, перспективний спосіб, штриховий спосіб, пунктирний спосіб, спосіб горизонталей та деякі інші.

Перспективне зображення рельєфу застосовувалось ще в давнини, середні віки і тепер цей спосіб не втратив свого значення. Полягає він в тому, що на карті загальний вигляд гірських хребтів, нагір'я і інших крупних додатних форм рельєфу зображується перспективним рисунком. Таке зображення відрізняється наочністю, але не володіє необхід-

ною точністю при передачі ні розмірів, ні форм рельєфу. На загальногеографічних картах цей спосіб майже не застосовується, але на тематичних дрібномасштабних картах (особливо історичних) використовується широко.

Гіпсометричний спосіб (спосіб пошарового забарвлення, забарвлення за ступенями висот) майже тотожний способу горизонталей. Його основу складають проведені на карті горизонталі. На відміну від топографічних карт горизонталі на оглядових картах дуже узагальнені. Їх називають ізогіпсами. Різниця між ізогіпсами і горизонталями полягає в тому, що переріз рельєфу на топографічних картах є постійним, а на дрібномасштабних картах інтервал між ізогіпсами не однаковий на різних по висоті ділянках.

На більшості загальногеографічних карт, які видаються зараз, прийнята визначена гама забарвлення сходинок висот гіпсометричної шкали (нижчі сходишки шкали – синій або голубий, до висоти 200 м – зелений, вище 200 м забарвлюється тонами, які створюють переходи від світло-жовтого (світло-коричневого) до оранжевого (темно-коричневого), самі високі сходишки забарвлюють інтенсивним червоно-коричневим або насиченим коричневим кольором). Існують і інші кольорові гами в забарвленні висотних сходинок у гіпсометричних шкалах.

Спосіб відмивки належить до так званих пластичних способів зображення рельєфу, які створюють ефект опуклості земної поверхні, особливо при переході від від'ємних до додатних форм рельєфу. Цей ефект досягається шляхом накладання тіней на визначені елементи рельєфу. Тіні відмивають коричневою або сивою фарбою на схилах, визначеним способом освітлених і орієнтованих по сторонах горизонту. Здебільшого уявляють, що джерело світла розташоване на північному заході, і кладуть тіні на південно-східні схили додатних форм рельєфу. Цей принцип накладання тіней має назву «відмивка при косому освітленні». В

інших випадках при накладанні тіней уявляють, що місцевість освітлена джерелом світла, яке розташоване в зеніті. Ефект пластичності може бути досягнутий також штриховкою затінених ділянок рельєфу (при визначеному освітленні місцевості, яка відображується) короткими темно-коричневими або чорними рисками.

Іншим пластичним способом зображення поверхні суші на картах є фоторельєф. Фоторельєф отримують фотографуванням об'ємних моделей рельєфу місцевості при боковому їх освітленні. Якість зображення і точність відображення форм рельєфу при цьому залежить від того, наскільки вдало виконана сама рельєфна модель місцевості.

Більшу наочність, але меншу точність при зображенні рельєфу надає штриховка. Короткі, майже паралельні штрихи проводять перпендикулярно до горизонталей. Їх товщина і проміжки між ними знаходяться у визначеній залежності від крутизни схилів.

Для зображення рельєфу на картах дрібного масштабу іноді застосовують метод пунктиру, при цьому рельєф виражається за допомогою точок різних діаметрів.

На топографічних картах рельєф зображується горизонталями в поєднанні з відмітками висот і графічними умовними знаками (для форм рельєфу, які неможливо відобразити горизонталями).

Горизонталями називають криві замкнені лінії, які проходять через точки місцевості з однаковою висотою над рівнем моря. Горизонталі можна уявити як межі рівня води, яка поступово затоплює місцевість, послідовно зафіксовані на визначених висотах (через різні проміжки по висоті – 1, 2, 3, 4). Кожна з таких меж означає на земній поверхні криву лінію, всі точки якої будуть мати однакову висоту.

На наших топографічних картах прийняті такі стандартні висоти перерізу рельєфу (табл. 3).

Таблиця 3

Стандартні висоти перерізу рельєфу

Територія	Висота перерізу для масштабів, м			
	1:10000	1:25000	1:50000	1:100000
Плоскорівнинні	2,5	2,5	10,0	20,0
Рівнинні, пересічені і горбкові, з кутами нахилу 6°	2,5	5,0	10,0	20,0
Гірські і передгірські	5,0	5,0	10,0	20,0
Високогірські	-	10,0	20,0	40,0

Для кращого читання рельєфу кожна п'ята горизонталь викреслюється потовщеною.

У гірській місцевості на крутих широких схилах, там, де горизонталі починають зливатися в суцільну смугу, допускається їх розрідження – між двома потовщеними можуть бути проведені не всі основні горизонталі.

У деяких випадках важливі подробиці рельєфу попадають між січними поверхнями і не можуть бути виражені основними горизонталями. Щоби показати такі подробиці, застосовуються додаткові горизонталі, які проводять через половину основного перерізу. Їх називають півгоризонталями. Окремі деталі рельєфу, які не виражаються основними горизонталями і півгоризонталями, проводяться на тій висоті, яка необхідна для найкращого зображення рельєфу.

Зображення рельєфу горизонталями доповнюється відмітками висот характерних точок місцевості, вершин, сідловин, тальвегів, перегинів схилів і т. ін. Самі ж по собі відмітки висот не дають уявлення про форми рельєфу, але у сполученні з горизонталями дозволяють легко визначити напрямки схилів і перевищення, будувати профілі і т. ін.

Не всі форми і особливості рельєфу можуть бути виражені горизонталями. Скелясті гребені, обриви, тектонічні тріщини, скелі, круті яри, ями і ряд інших форм зображують спеціальними умовними знаками, які у сполученні з

горизонталями дають більш повне уявлення про рельєф місцевості. Деякі умовні знаки рельєфу супроводжуються підписами відносних висот зображуваних форм, наприклад обриви, яри, кургани, ями і т. ін.

7.3. Основні властивості горизонталей

Із поняття про горизонталі витикають такі їх властивості:

Усі точки, які знаходяться на одній горизонталі, мають на місцевості однакову висоту.

Всі горизонталі, які замикаються в межах плану або карти, позначають або пагорб, або улоговину; вони розпізнаються по бергштрихах або підписах.

У зв'язку з тим, що всю фізичну поверхню Землі можна розглядати як підвищення над рівнем моря, всі горизонталі повинні бути безперервними як у межах плану або карти, так і за їх межами. Горизонталь, яка не замикається в межах плану, переривається у його рамки.

Горизонталі не можуть перетинатися на плані. Виняток становить лише випадок, коли горизонталями зображується найвища скеля.

У зв'язку з тим, що горизонталі знаходяться по висоті на однаковій відстані, то відстані між ними в плані характеризують крутизну схилу. На рівномірних схилах проміжки між горизонталями однакові. На крутих схилах проміжки між горизонталями менше, ніж на пологому.

Найкоротша відстань між горизонталями – перпендикулярна до них лінія, яка відповідає напрямку найбільшої крутизни.

Вододільні лінії й осі лощин перетинаються горизонталями під прямими кутами.

Горизонталі, які зображують похилу площину, мають вигляд паралельних прямих.

Контрольні запитання та завдання

1. Визначте предмет геодезії.
2. Охарактеризуйте основні задачі геодезії.
3. Який існує зв'язок геодезії з іншими науками?
4. Яку роль відіграє геодезія в землеустрої?
5. Дайте стислу характеристику історичного розвитку геодезії.
6. Надайте поняття про фігуру Землі.
7. Охарактеризуйте земний еліпсоїд.
8. Визначте основні лінії і площини еліпсоїда.
9. Охарактеризуйте геодезичну систему координат.
10. Охарактеризуйте астрономічну систему координат.
11. Охарактеризуйте систему сфероїдичних прямокутних координат.
12. Охарактеризуйте систему сферичних прямокутних координат.
13. Охарактеризуйте систему плоских прямокутних координат.
14. Охарактеризуйте систему полярних координат.
15. Охарактеризуйте світову геодезичну систему 1984 року (WGS-84).
16. Як здійснюється орієнтування референц-еліпсоїда?
17. Як здійснюється орієнтування ліній за істинним і магнітним меридіанами?
18. Дайте визначення дирекційного кута.
19. Що таке схилення магнітної стрілки?
20. У чому полягає гауссове зближення меридіанів?
21. Як орієнтуються лінії за допомогою румбів?
22. Який існує поділ географічних карт за змістом?
23. Які загально географічні карти прийнято називати топографічними?
24. Охарактеризуйте основні призначення топографічних планів.
25. Визначте основні елементи карти.
26. Які основні властивості притаманні карті?

27. Обґрунтуйте основні вимоги до топографічних карт.
28. Охарактеризуйте математичну основу карт і планів.
29. Якими методами створюються планові геодезичні мережі?
30. Обґрунтуйте види масштабів топографічних карт.
31. Визначте граничну точність масштабу
32. У чому полягає сутність рівнокутної проекції Гаусса?
33. Який існує поділ проекцій за характером спотворень?
34. Які дві умови виконуються у проекції Гаусса при зображенні на площині кожної координатної зони еліпсоїда?
35. Охарактеризуйте систему розграфлення і номенклатури аркушів карт.
36. Дайте загальну характеристику топографічних умовних знаків для зображення елементів місцевості.
37. У чому полягають особливості оформлення топографічних карт і планів?
38. Як зображуються населені пункти на топографічних картах?
39. Поясніть, як зображуються на топографічних картах промислові, сільськогосподарські і соціально-культурні об'єкти?
40. Які шляхи сполучення показуються на топографічних картах?
41. Дайте характеристику гідрографії і гідротехнічних споруд, що показуються на топографічних картах.
42. Як відображується на топографічних картах рослинний покрив і ґрунти?
43. Які кордони, границі, межі і огорожі показуються на топографічних картах?
44. Поясніть порядок зображення на топографічних картах опорних пунктів.
45. Охарактеризуйте основні форми рельєфу.
46. Дайте характеристику основних способів зображення рельєфу.
47. Які основні властивості горизонталей?

Розділ 2. Топографічні зйомки місцевості

1. Поняття про топографічні зйомки місцевості

Сукупність польових і камеральних робіт по створенню картографічного зображення ділянки земної поверхні називається зйомкою місцевості. Зйомки місцевості, призначені для створення топографічних карт, називаються топографічними.

Можна дати й інше визначення топографічної зйомки. Під топографічною зйомкою розуміють сукупність польових і камеральних робіт по визначенню взаємного розташування обраних характерних точок місцевості в плані і по висоті та побудові графічної (топографічний план, топографічна карта) або аналітичної (цифрова карта) моделі місцевості. За своїм змістом виконання топографічних робіт у загальному випадку включає три укрупнених процеси:

- зйомку ситуації і рельєфу (горизонтальна і вертикальна), тільки ситуації (горизонтальна) або рельєфу (вертикальна);
- координування в плані основних точок місцевості (кути кварталів, окремих капітальних споруд, межових знаків земельної ділянки і т. ін.), обраних відповідно до призначення зйомки і за особливими інженерними вимогами;
- визначення відміток окремих точок споруд, необхідних для інженерних розрахунків і обраних за особливими вимогами.

Відповідно з призначенням топографічної зйомки в процесі польових робіт здійснюється вимірювання кутів і ліній відносно зйомочної мережі з метою визначення взаємного розташування окремих точок місцевості. При визначення планових координат точок, які належать межах споруд і елементів місцевості (контури), складають зйомку

ситуації. Визначення ж координат і висот точок, які характеризують рельєф місцевості, складають зміст зйомки рельєфу.

Основною задачею зйомки ситуації є визначення взаємного положення необхідної і достатньої кількості характерних точок контурів, яке б забезпечувало зображення цих контурів на плані згідно з вимогами щодо точності і детальності зйомки заданого масштабу. При цьому повнота зйомки повинна відповідати вимогам діючих умовних знаків.

Предметами зйомки в залежності від поставлених задач, від призначення і масштабу створюваного плану, від ступеня забудови території є:

- всі без винятку населені пункти незалежно від їх розмірів, при цьому в масштабах 1 : 2000 і крупніше повинні бути зняті окремо всі будівлі, незалежно від умов їх розміщення, з обов'язковим відокремленням їх прибудов;
- наземні споруди всіх видів і призначень – виробничі, культурно-побутові, благоустрою, всі без винятку категорії транспортного і перехідного сполучення і споруди всіх видів, що знаходяться на них, історичні пам'ятники, сади, насадження на вулицях і площах, місця виходу на земну поверхню підземних інженерних комунікацій;
- окремі будівлі поза межами населених пунктів незалежно від їх призначення і розмірів;
- зрошувальні й осушувальні ділянки та експлуатаційні і інші споруди, які знаходяться на них;
- всі види природних і штучних водних об'єктів і водних джерел із поділом на постійні і пересихаючі та всі споруди на них із зазначенням їх конструктивних і експлуатаційних характеристик;

- окремо розташовані на відкритих місцях дерева, чагарники, великі каміння і чагарникова поросль; лісові масиви з відокремленням хвойних і листяних порід та змішаних лісів, вирубок, згарищ, прогалин, заболочених місць і визначенням породи дерев, середньої висоти і товщини на висоті 1,5 м від землі;
- земельні площі сільськогосподарського використання з поділом їх на види: парники, фруктові сади, виноградні розсадники, городи, пасовища, сінокоси, заливні луки, степи і т. ін.;
- місця розробок рудних і нерудних копалин;
- контури земельних ділянок несільськогосподарського призначення: кам'янистих місць, пісків, прохідних і непрохідних боліт і т. ін.
- існуючі на місцевості межі і межові стовпи: міська межа, смуги відчужень залізниць і автомобільних доріг, нафто- і газопроводів і т. ін.

В залежності від матеріалу будови, призначення інженерних споруд і характеру окреслень контурів всі елементи місцевості поділяються на два типи:

- контури тверді;
- контури нетверді.

До твердих контурів належать постійні інженерні споруди, побудовані з довговікових вогнестійких матеріалів (цегли, бетону і т. ін.).

До нетвердих контурів відносять споруди тимчасового типу, постійні споруди, побудовані з легких тимчасових невогнестійких матеріалів (очерет, дерево, саман і т. ін.), а також природні контури. Природні контури, крім того, поділяються на контури чіткі, тобто ті, які мають чітко виражені і легко розпізнавані межі, та нечіткі, тобто контури, які не мають виразних меж.

Топографічна зйомка виконується за основним правилом – від загального до часткового, тобто спочатку визна-

чається взаємне положення основних точок – створюється так звана зйомочна геодезична мережа, а потім здійснюється зйомка подробиць (ситуації).

Зйомки в залежності від призначення або цілей, для яких вони виконуються, можуть поділятися на: топографічні, сільськогосподарські, кадастрові, ґрунтові, лісові, міські, геологічні і т. ін.

Об'єктами сільськогосподарських зйомок є: межі землекористувань і землеволодінь, адміністративні межі, населені пункти і окремо розташовані будівлі, сільськогосподарські угіддя (городини, багаторічні насадження, рілля, сінокоси, пасовища, перелоги), ліси, чагарники і окремі дерева, пожезахисні лісові смуги, болота, піски, води і водні споруди, енергомережі й засоби зв'язку, рельєф місцевості.

2. Методи топографічних зйомок

Згідно з останньою класифікацією, топографічні зйомки виконуються такими методами:

а) аерофототопографічним:

- стереотопографічна зйомка;
- комбінована аерофототопографічна зйомка;

б) наземним:

- теодолітна зйомка;
- мензуральна зйомка;
- тахеометрична зйомка;
- наземна фототопографічна (фототеодолітна) зйомка;
- екерна зйомка;
- бусольна зйомка та ін.

Аерофототопографічний метод є основним і застосовується при наявності матеріалів аерофотозйомки. При застосуванні стереотопографічної зйомки, зйомка контурів і рельєфу місцевості здійснюється на спеціальних фотогра-

метричних приладах. Комбінована аерофототопографічна зйомка застосовується у випадку, якщо рельєф місцевості має слабовиразний характер і форми рельєфу стереоскопічно проглядаються погано. При комбінованій аерофототопографічній зйомці зйомка контурів здійснюється на спеціальних фотограмметричних приладах, а зйомка рельєфу – наземними методами.

Теодолітна зйомка – це метод горизонтальної зйомки, при виконанні якої кутові вимірювання виконуються теодолітами, а лінійні – сталевими стрічками або рулетками. В сучасних умовах для теодолітної зйомки широко використовуються електронні тахеометри, які забезпечують одночасні кутові й лінійні вимірювання.

Виконання мензульної зйомки ґрунтується на графічному визначенні на планшеті взаємного розташування окремих точок місцевості як між собою, так і відносно пунктів геодезичної основи. Розташування точок місцевості визначається застосуванням двох систем координат: полярної і біполярної. Мензульна зйомка виконується за допомогою мензули і кіпрегеля.

Тахеометрична зйомка є найбільш розповсюдженим методом наземної топографічної зйомки. Швидкість тахеометричної зйомки досягається завдяки тому, що вимірювання, необхідні для визначення положення шуканої точки місцевості як в плані, так і по висоті, здійснюється комплексно, одним вимірювальним приладом – тахеометром при одному наведенні зорової труби. План місцевості при цьому методі складається камеральним шляхом. Планове положення шуканих точок місцевості при тахеометричній зйомці визначається шляхом вимірювання полярних координат, тобто вимірюється горизонтальний кут між напрямками на точку зйомочного обґрунтування і шукану точку місцевості. Відстань від точки зйомочного обґрунтування до шуканої точки визначається віддалеміром тахео-

метра. Висотне положення шуканих точок визначається вертикальним кругом тахеометра.

При наземній фототеодолітній зйомці топографічну карту (план) складають за фотознімками місцевості, отриманими при фотографуванні із земної поверхні. Ділянка місцевості фотографується з двох точок. Отримані при цьому два знімки однієї і тієї ж ділянки місцевості складають стереопару. В основу методу фототеодолітної зйомки покладені геометричні співвідношення між положенням шуканих точок і їх зображеннями на стереопарі. Положення будь-якої точки місцевості при фототеодолітній зйомці визначається прямою засічкою, створеною проєктованими променями з лівої і правої точок базису. Така засічка називається прямою просторовою фотограмметричною засічкою. Фотографування виконується спеціальними камерами (фототеодолітами), забезпеченими орієнтирним пристроєм і рівнями, що дозволяє встановити камеру в необхідне положення. Визначення координат точок місцевості і складання плану здійснюється в камеральних умовах і виконується при обробці стереопари на фотограмметричних приладах. Фотограмметрична засічка на фотограмметричних приладах розв'язується автоматично, при цьому можна не тільки отримати координати окремих точок, але й накреслити контури і горизонталі.

Екерна зйомка відрізняється від решти кутовимірювальних зйомок тим, що в ній будуються постійні кути. Зйомка отримала свою назву від приладів, що використовуються в ній, — екерів, якими на місцевості в процесі зйомок будуються кути в 90° . Екери деяких конструкцій дозволяють будувати кути 45° , 90° і 135° . Екерна зйомка здійснюється на ділянках малих розмірів. Планове положення точок при зйомці визначається способом ординат. Необхідні лінійні вимірювання здійснюються сталевими стрічками або рулетками. Способи екерної зйомки різні. В залежності

від конфігурації зйомочної ділянки і властивостей її поверхні застосовуються: розмічування на трикутники, зйомка з однієї осі ординат, зйомка з двох осей координат, обхід зйомочної ділянки. При екерній зйомці не визначаються кути орієнтування, тобто вся зйомка не орієнтована, не орієнтований і кінцевий продукт – план. Для орієнтування плану слід у процесі зйомки визначати азимути або румби осі координат або однієї з ліній ходу.

Під назвою «бусольна» відома зйомка, в якій безпосередньо вимірюються кути орієнтування – азимути або румби. В ній використовуються прилади, дія яких ґрунтується на явищі магнетизму – бусолі. Бусольна зйомка буває площинною і маршрутною. При площинній зйомці на зйомочній ділянці попередньо створюється опорна зйомочна мережа шляхом прокладання бусольних ходів, а потім з точок ходу здійснюється безпосередньо зйомка ділянки місцевості. Задачею маршрутної бусольної зйомки є створення плану зйомочного ходу і смуги місцевості вздовж нього. При маршрутній зйомці створення опорної мережі і зйомка здійснюються одночасно, при цьому опорними точками служать звичайно поворотні точки ходу.

Застосування того чи іншого виду зйомки залежить від багатьох умов: характеру місцевості, заданої точності, технічних вимог, наявності приладів і т. ін.

Висота перерізу рельєфу на топографічних планах встановлюється відповідно до таблиці 1.

Як виняток, топографічні зйомки можуть виконуватися з висотою перерізу через 0,25 м. Цей переріз рельєфу допускається при зйомках підготовлених та спланованих ділянок, більшість кутів нахилу яких не перевищують 2° . Необхідність такого перерізу повинна бути обґрунтована технічним проектом або програмою.

Для зображення характерних деталей рельєфу, які не передаються горизонталями основного перерізу, потрібно

застосовувати додаткові горизонталі (півгоризонталі) та допоміжні горизонталі. Півгоризонталі обов'язково проводять на ділянках, де відстань між основними горизонталями перевищує 2,5 см на плані.

Таблиця 4

Висота перерізу рельєфу на топографічних планах

Характеристика рельєфу та максимального переважні кути нахилу	Масштаб зйомки		
	1: 5 000	1: 2 000	1: 1 000 та 1:500
	Висота перерізу рельєфу, м		
Рівнинний, із кутами нахилу до 2°	(0,5) 1,0	0,5 (1,0)	0,5
Горбистий, із кутами нахилу до 4°	(1,0) 2,0	0,5* 1,0	0,5
Пересічений, із кутами нахилу до 6°	2,0 (5,0)	(1,0) 2,0	0,5 1,0*
Гірський та передгір'я, з кутами нахилу понад 6°	2,0* 5,0	2,0	1,0

Примітка. Висоти перерізу рельєфу, значення яких відмічені зірочкою на топографічних планах населених пунктів не використовуються. На топографічних планах населених пунктів можливе застосування висот перерізу рельєфу, значення яких наведені в дужках, але в обмежених випадках, що передбачено технічним проектом або програмою.

При складанні топографічних планів із використанням матеріалів зйомки більших масштабів висота перерізу рельєфу, якщо це потрібно та технічно обґрунтовано, може дорівнювати висоті перерізу на вихідному топографічному плані.

Топографічна зйомка виконується на основах, які виготовлені з малodeформованих пластиків або креслярського паперу високої якості (фотопаперу), наклеєному на тверду основу, і які мають деформацію не більше 0,04 %.

Середні помилки в положенні на плані предметів і контурів місцевості з чіткими обрисами відносно найближчих

точок зйомочної основи не повинні перевищувати 0,5 мм, а в гірських і лісових районах – 0,7 мм. На територіях із капітальною і багатоповерховою забудовою середні помилки у взаємному положенні на плані точок найближчих контурів (капітальних споруд, будинків і т. ін.) не повинні перевищувати 0,4 мм. Для переходу від середніх помилок (Δ) до середніх квадратичних помилок (m) застосовується коефіцієнт 1,25, тобто $m = 1,25 \Delta$.

Середні помилки зйомки рельєфу відносно найближчих точок геодезичної основи не повинні перевищувати за висотою:

- 1/4 прийнятої висоти перерізу рельєфу при кутах нахилу до 2° ;
- 1/3 при кутах нахилу від 2° до 6° для планів масштабів 1: 5 000, 1: 2 000 та до 10° для планів масштабів 1: 1 000 та 1: 500;
- 1/3 при перерізі рельєфу через 0,5 м на планах масштабів 1: 5 000 та 1: 2 000.

У лісовій місцевості ці допуски збільшуються в 1,5 рази.

У районах з кутами нахилу понад 6° для планів масштабів 1: 5 000 і 1: 2 000 та більше 10° для планів масштабів 1: 1 000 та 1: 500 кількість горизонталей повинна відповідати різниці висот, що визначена на перегінах схилів, а середні помилки висот, які визначено на характерних точках рельєфу, не повинні перевищувати 1/3 прийнятої висоти перерізу рельєфу.

Граничні розходження не повинні перевищувати подвоєних значень допустимих середніх помилок і їх кількість не повинна бути понад 10% від загальної кількості контрольних вимірів.

3. Геодезична основа топографічних зйомок

Геодезичною або зйомочною основою великомасштабних зйомок у плановому відношенні слугують:

- державні геодезичні мережі;
- розрядні геодезичні мережі згущення;
- зйомочна геодезична мережа.

У висотному відношенні:

- державна мережа нівелювання;
- пункти державної геодезичної мережі, розрядних геодезичних мереж і зйомочної геодезичної мережі, висоти яких визначені технічним або більш точним нівелюванням.

Щільність геодезичних мереж визначається масштабом зйомок, висотою перерізу рельєфу, а також необхідністю забезпечення геодезичних, маркшейдерських, меліоративних, землевпорядних та інших робіт як з метою вишукування і будівництва, так і при подальшій експлуатації споруд, комунікацій і т. ін.

Згущення геодезичної основи проводиться від вищого класу (розряду) до нижчого. При цьому треба прагнути до скорочення багатосхідчастості геодезичних мереж і розвивати на місцевості однокласні (однорозрядні) мережі на основі застосування сучасних віддалемірних та кутомірних геодезичних приладів і обчислювальної техніки.

Середня щільність пунктів державної геодезичної мережі для створення зйомочної геодезичної основи топографічних зйомок повинна бути доведена:

- на територіях, що підлягають зйомці в масштабі 1: 5 000, до одного пункту тріангуляції, трилатерації або полігонометрії на 20-30 км² і одного репера нівелювання на 10-15 км²;
- на територіях, що підлягають зйомці в масштабі 1: 2 000 і більшому, до одного пункту тріангуляції, три-

латерації або полігонометрії на 5-15 км² і одного репера нівелювання на 5-7 км²;

- на забудованих територіях міст щільність пунктів державної геодезичної мережі повинна бути не меншою ніж 1 пункт на 5 км².

Подальше збільшення щільності геодезичної основи великомасштабних зйомок досягається побудовою розрядних геодезичних мереж згущення і зйомочної основи.

Щільність геодезичної основи повинна бути доведена побудовою геодезичних мереж згущення в містах, селищах та інших населених пунктах і на промислових майданчиках не менше ніж до чотирьох пунктів на 1 км² у забудованій частині та одного пункту на 1 км² на незабудованих територіях.

Для забезпечення інженерних вишукувань і будівництва в містах і на промислових об'єктах щільність геодезичних мереж може бути доведена до восьми пунктів на 1 км².

Щільність геодезичної основи для зйомок у масштабі 1: 5 000 територій поза межами населених пунктів повинна бути доведена не менше ніж до одного пункту на 7-10 км², а для зйомок у масштабі 1: 2 000 – до одного пункту на 2 км².

4. Загальні поняття та класифікація планових і висотних геодезичних мереж

Опорними геодезичними пунктами називаються точки, закріплені на земній поверхні, положення яких визначено за допомогою геодезичних вимірювань.

Сукупність опорних геодезичних пунктів, розміщених по території всієї країни, планове положення і висоти яких визначені у відповідних системах координат, називаються державною геодезичною мережею.

Геодезичні мережі можуть бути тільки плановими, висотними або тими та іншими одночасно. В планових мере-

жах відомі координати проекцій пунктів на поверхню референц-еліпсоїда, у висотних мережах – висоти точок над рівнем моря. У більшості випадків визначається і те, й інше.

Планові геодезичні мережі створюються методами триангуляції, полігонометрії, трилатерації, космічної триангуляції і з використанням сучасних супутникових радіонавігаційних систем. Висотні геодезичні мережі створюються методами геометричного і тригонометричного нівелювання, а також супутниковими радіонавігаційними системами.

Державна геодезична мережа служить для розв'язання наукових і науково-технічних задач. Вона використовується для визначення форми і розмірів Землі, руху земної кори і т. ін. ДГМ служить головною геодезичною основою топографічних зйомок всіх масштабів і повинна задовольняти вимоги господарства і оборони країни.

За точністю ДГМ колишнього СРСР поділяється (згідно з Положеннями 1954-61 рр.) на мережі триангуляції, полігонометрії і трилатерації 1-го, 2-го, 3-го і 4-го класів.

Мережа 1-го класу є вихідною для побудови мереж других класів. Вона будується з рядів приблизно рівносторонніх трикутників зі сторонами не менше 20 км або ходів полігонометрії зі сторонами 20-25 км. Ряди і ходи розташовуються приблизно за напрямком меридіанів і паралелей через 200-250 км і створюють полігони периметром 800-1000 км. У середини полігонів 1-го класу будуються суцільні мережі трикутників 2-го класу зі сторонами 7-20 км. У місцях перетинання рядів 1-го класу і в мережах триангуляції 2-го класу з високою точністю вимірюють базисні сторони довжиною 20-25 км. Замість базисної сторони може вимірюватися геодезичний базис довжиною не менше 5-6 км. У цьому випадку, використовуючи безпосередньо вимірний базис, шляхом побудови спеціальної базис-

ної мережі довжину базисної сторони отримують тригонометричним способом.

На обох кінцях базисної сторони визначаються пункти Лапласа, на яких довгота й азимут отримують з астрономічних спостережень.

Азимутом Лапласа називають геодезичний азимут, отриманий з астрономічного азимута шляхом введення поправки за відхилення вискової лінії по довготі від нормалі до поверхні референц-еліпсоїда у відповідному пункті. Він обчислюється за формулою, вперше запропонованою французьким вченим Лапласом (1740-1827 pp.),

$$A_r = A - (\lambda - L) \sin \varphi,$$

де A_r і A – відповідно геодезичний і астрономічний азимути напрямків;

L – геодезична довгота пункту Лапласа;

λ – астрономічна довгота пункту Лапласа;

φ – астрономічна широта пункту Лапласа.

З рівняння видно, що азимут Лапласа можна обчислити за результатами астрономічних і геодезичних робіт.

Азимути Лапласа будуть відповідати своєму призначенню і мати контролююче значення тільки у тому випадку, якщо їх точність буде високою в порівнянні з похибками вимірювання кута в триангуляції. Тому середні квадратичні похибки астрономічних визначень на пунктах Лапласа не повинні перевищувати $\pm 0.3''$ по широті, $\pm 0.03''$ по довготі та $\pm 0.5''$ по азимуту.

Азимути Лапласа повинні бути обов'язково визначені на двох кінцях однієї і тієї ж сторони, тільки у цьому випадку можна бачити, наскільки вони спотворені дією бокової (горизонтальної) рефракції.

Для визначення висот точок поверхні геоїда над поверхнею референц-еліпсоїда по всім рядам геодезичної мережі виконують астрономо-гравіметричне нівелювання, визначають астрономічні широти і довготи. Такі астропункти

розташовують у середньому через 60 км, виконуючи навколо них детальну гравіметричну зйомку.

Таким чином, результати астрономічних робіт не тільки служать цілям обробки і відомого контролю геодезичної мережі, але й використовуються для вивчення фігури Землі.

Сполучення геодезичних вимірювань і астрономічних визначень перетворюють тріангуляцію і полігонометрію 1-го класу в астрономо-геодезичну мережу.

Астрономо-геодезична мережа у вигляді полігонів 1-го класу надає можливість отримати взаємне положення двох будь-яких сусідніх пунктів тріангуляції з похибкою, яка не перевищує 1:200 000 відстані між ними.

Середні квадратичні похибки вимірювання кутів в тріангуляції 1-го класу не перевищують $\pm 0.7''$, а в тріангуляції 2-го класу $\pm 1''$.

Мережі 2-го класу згущуються пунктами 3-го і 4-го класів. Довжини сторін у мережах тріангуляції 3-го класу 5-8 км, а в мережах 4-го класу 2-5 км.

Для підвищення точності визначення взаємного положення пунктів у мережах тріангуляції 2-го класу вимірюються базисні сторони, не рідше ніж через 25 трикутників; при цьому одна базисна сторона, на кінцях котрої визначаються пункти Лапласа, повинна знаходитись приблизно в середині полігону.

Похибки базисних сторін у геодезичних мережах 2-го класу повинні бути не більше 1:300 000 їх довжини.

Вимірювання горизонтальних кутів виконується зі середньою квадратичною похибкою, обчисленої за нев'язками трикутників: у мережах 3-го класу – не більше $\pm 1.5''$, а в мережах 4-го класу – не більше $\pm 2.0''$.

Нев'язки трикутників не повинні перевищувати: $6''$ - в тріангуляції 3-го класу і $8''$ - в тріангуляції 4-го класу.

Для орієнтування в умовах поганої видимості на кожному пункті ДГМ встановлюються два орієнтирних пункти на віддалі від 500 до 1000 м (в лісі не ближче 250 м).

Щільність пунктів ДГМ звичайно доводилась до одного пункта на $50\text{-}60\text{ км}^2$, що було достатньо для забезпечення топографічних зйомок у масштабі 1:10 000 і дрібніше.

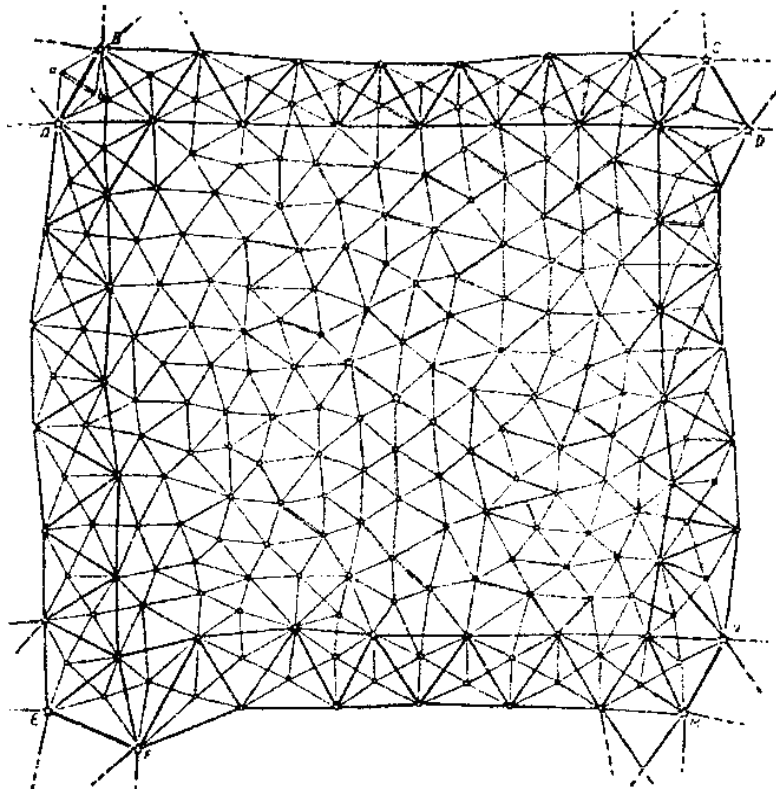


Рис. 29. Схема державної тріангуляції

Згідно з “Основними положеннями створення Державної геодезичної мережі України” (затверджені Постановою Кабінету Міністрів від 8 червня 1998 р. № 844) встановлюються загальні вимоги до принципів побудови і модернізації ДГМ України, обстеження та оновлення її пунктів і математичної обробки результатів вимірювань.

Основні положення передбачають виконання робіт із використанням сучасних супутникових навігаційних систем (GPS), комп’ютерних технологій, а також допускають використання традиційних геодезичних методів.

Вимоги Основних положень обов’язкові для виконання всіма державними органами та особами підприємницької

діяльності незалежно від форм власності і підпорядкування.

Складовими частинами ДГМ є планова і висотна геодезичні мережі, пункти яких повинні бути суміщені або мати між собою надійний геодезичний зв'язок.

Планова геодезична мережа складається з:

- астрономо-геодезичної мережі 1-го класу;
- геодезичної мережі 2-го класу;
- геодезичної мережі згущення 3-го класу.

Висотна геодезична мережа складається з:

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

Організаційні і науково-технічні заходи побудови ДГМ України повинні передбачати певні моменти.

Астрономо-геодезична мережа 1-го класу і геодезична мережа 2-го класу створюється згідно з програмою побудови ДГМ, затвердженою Укргеодезкартографією та погодженою з Міноборони.

Координацію науково-технічних заходів і виконання робіт з створення та модернізації ДГМ, підготовку кадрів і забезпечення підприємств астрономо-геодезичними і гравіметричними приладами та устаткуванням здійснює Укр-геодезкартографія.

Програма побудови та модернізації ДГМ передбачає:

- побудову астрономо-геодезичної мережі 1-го класу;
- модернізацію геодезичної мережі 2-го класу;
- побудову та модернізацію геодезичної мережі згущення 3-го класу;
- побудову та модернізацію висотних геодезичних мереж;
- обстеження та оновлення пунктів і знаків геодезичних мереж.

Модернізація ДГМ здійснюється з метою зведення існуючої мережі до однорідної за точністю і достатньою за

щільністю пунктів і виконується на тих ділянках, де на основі обстеження пунктів на місцевості і результатів математичної обробки мереж встановлено, що:

- точність раніше виконаних спостережень або врівноважених елементів мережі нижча, ніж вимагають ці Основні положення;
- центри геодезичних пунктів втрачені або щільність пунктів геодезичної мережі недостатня для даного району;
- виявлено деформації земної поверхні внаслідок дії сейсмотектонічних техногенних явищ.

Модернізація геодезичних мереж у районах землетрусів, що відбулися з магнітудою 5 балів і більше, здійснюється в найкоротші терміни, а у вугільних басейнах і районах інтенсивного видобування руд, газу, нафти та інших підземних розробок потреба модернізації обґрунтовується маркшейдерськими даними.

Виробничий цикл побудови ДГМ складається з таких основних видів робіт:

- проектування мережі;
- рекогностування і побудова геодезичних пунктів;
- вимірювання елементів мережі;
- математична обробка вимірів;
- складання каталогів координат і висот геодезичних пунктів та нівелірних знаків.

Середня щільність пунктів ДГМ повинна бути не менше одного пункту на 30 км². Подальше збільшення щільності пунктів ДГМ обґрунтовується розрахунками, виходячи з конкретних завдань топографо-геодезичного забезпечення території.

Для геодезичного забезпечення топографічної зйомки встановлюються такі норми щільності пунктів та реперів ДГМ:

- для зйомок у масштабі 1:25 000 і 1:10 000 – 1 пункт на 30 км² і 1 репер на трапецію масштабу 1:10 000.

Норми щільності пунктів для топографічних планів були зазначені в § 3.

Для топографічної та кадастрової зйомки в масштабі 1:2 000 і більше на доповнення до пунктів ДГМ визначаються пункти розрядних геодезичних та знімальних геодезичних мереж.

У разі використання супутникових геодезичних методів для визначення пунктів знімальних мереж можливе обґрунтоване зменшення щільності пунктів ДГМ.

Проектування геодезичних мереж виконується з урахуванням усіх раніше виконаних робіт.

Місця побудови геодезичних пунктів обираються так, щоб забезпечувалось їх збереження та стійкість центрів у плані і за висотою протягом тривалого часу і щоб їх було зручно використовувати в практичній діяльності.

Типи центрів вибираються з урахуванням фізико-географічних умов району робіт, глибини промерзання ґрунтів, гідрогеологічного режиму та інших особливостей місцевості.

Нівелірні мережі I та II класів є головною висотною основою країни, яка встановлює єдину систему висот на всій території України, а також служить для виконання наукових завдань.

Нівелірні мережі III та IV класів створюється з метою згущення висотної основи для забезпечення топографічної зйомки всіх масштабів та вирішення інженерних питань.

Нівелювання I класу виконується з найвищою точністю, яка досягається завдяки використанню найбільш сучасних приладів та методик спостережень з якомога повнішим виключенням систематичних помилок.

Нівелювання I класу здійснюється повторно за тими ж лініями не рідше ніж через 25 років, а сейсмоактивних районах – через кожні 15 років.

Нівелірна мережа II класу створюється всередині полігонів I класу окремими лініями або системами з вузловими точками, утворюючи полігони з периметром 400 км.

Нівелювання II класу виконується з точністю, яка забезпечує отримання нев'язок у ходах та полігонах, за абсолютною величиною не більших ніж $5 \text{ мм } \sqrt{L}$, де L – периметр полігону або довжина ходу в км.

Лінії нівелювання I та II класів прокладаються переважно вздовж залізниць та автомобільних шляхів, а в разі необхідності – вздовж великих річок та інших трас із найбільш сприятливими ґрунтовими умовами і найбільш складним рельєфом.

У лінії нівелювання I та II класів, які прилягають до морів або прокладаються вздовж великих річок, водосховищ, озер обов'язково включають основні і робочі репери, нулі рівневих рейок вікових і постійних морських, річкових та озерних рівневих постів.

Лінії нівелювання III класу прокладаються всередині полігонів II класу так, щоб утворювались полігони з периметром 60-150 км.

Для забезпечення топографічної зйомки у масштабі 1:5 000 і більше лінії нівелювання III класу прокладаються з розрахунком створення полігонів з периметром до 60 км.

Нівелювання III класу виконується з точністю, яка забезпечує отримання нев'язки в ході чи полігоні величиною не більше $10 \text{ мм } \sqrt{L}$, де L – довжина ходу або периметр полігона в км.

Нівелювання IV класу є згущенням нівелірної мережі III класу. Його виконують ходами довжиною не більше 50 км із точністю, яка забезпечує отримання нев'язки в ході

чи полігоні величиною не більше 20 мм \sqrt{L} , де L – довжина ходу або периметр полігона в км.

Виміряні різниці висот пунктів нівелювання I і II класів слід виправляти поправками за непаралельність рівневих поверхонь.

Нівелірні мережі всіх класів закріплюються на місцевості реперами та марками, які закладаються не рідше ніж через 5 км (по трасі), у важкодоступних районах відстань між ними може бути збільшена до 7 км.

На всіх лініях нівелювання I і II класів не рідше ніж через 60 км, а також у вузлових точках, поблизу морських, основних річкових та озерних рівневих постів закладаються фундаментальні реperi.

У сейсмоактивних районах фундаментальні реperi закладаються не рідше ніж через 40 км.

Державною службою геодезії, картографії та кадастру на найближчий період за основними напрямками діяльності передбачено забезпечення створення національної системи відліку, впорядкування, функціонування та розвитку Державної геодезичної мережі. У зв'язку з цим 1 січня 2007 року на території України введена Державна геодезична референтна система координат УСК-2000, яка відповідає міжнародним стандартам для систем координат і висот, сприяє подальшому розвитку Української постійно діючої мережі супутникових спостережень і отриманню зв'язку системи координат УСК-2000 зі Світовою геодезичною системою координат WGS-84 та міжнародною загальноземною референчною системою координат ITRF.

5. Геодезичні знаки і центри

Центри призначені для закріплення на місцевості геодезичних пунктів на довготривалий період.

Закладці центрів приділяється велике значення, оскільки у випадку їх знищення або зміщення результати вико-

наних робіт можуть втратити своє значення або в тій чи іншій мірі бути знецінені.

Центри повинні протягом довготривалого часу зберігатися і залишатися нерухожими відносно інших точок місцевості, бути зручно розташованими у відношенні визначення їх координат і використання як вихідних, бути легко розпізнаними, але водночас достатньо захищеними від руйнувань.

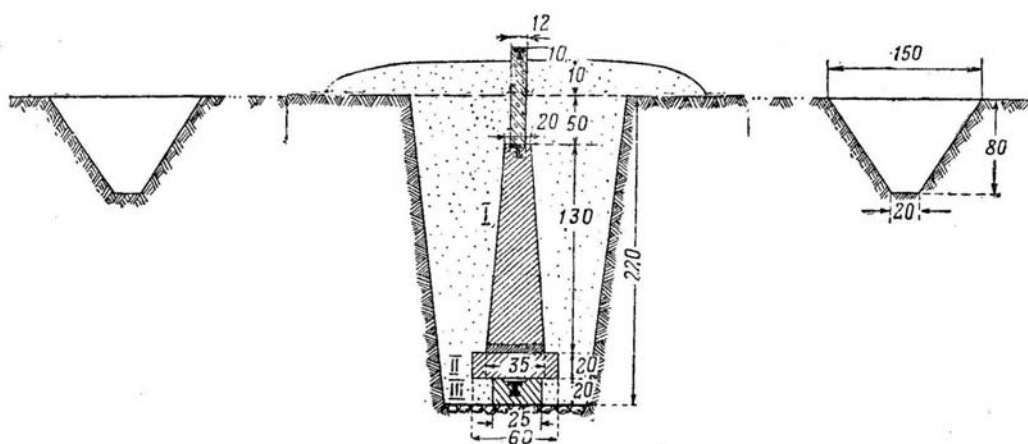


Рис. 30. Центр пункту державної геодезичної мережі

Довготривалість геодезичних пунктів забезпечується насамперед правильним вибором місця для закладки центрів. Не слід закладати центри на болотних ґрунтах, у місцях, де спостерігаються зсуви і затоплення, на забудованих або передбачених для забудови майданчиках, у дворі та городах, поблизу шахт, земляних розробок і т.п. Крім того, необхідно враховувати можливості промерзання ґрунту, а також можливість видування центрів у районах пісків.

Для забезпечення збереженості й контролю нерухомості на пунктах тріангуляції і полігонометрії, як правило, закладають один під іншим декілька бетонних монолітів.

Для забезпечення відшукування пункту над його центром насипають курган висотою 0.1 м. В 1 м від сторін основи знака риються канали.

Сьогодні в районах неглибокого промерзання (до 1.5 м) на пунктах ДГМ усіх класів закладаються стандартні

центри (рис. 30), кожний з яких складається з чотирьох бетонних монолітів. Нижній центр – бетонний моноліт розміром 25 x 25 x 20 см, у верхній частині якого вмонтована чавунна марка. Він встановлюється на забутовку з камінців на глибині 2,2 м від поверхні землі. На нижній центр вкладається бетонна плита. З плитою цементним розчином закріплюється верхній центр, який являє собою залізобетонний пілон перерізом по верху 20 x 20 см із вмонтованою в його грань маркою.

Для полегшення відшукування пункту на верхній центр встановлюється бетонний розпізнавальний стовп перерізом 12 x 12 см і висотою 70 см, верхня частина якого повинна на 10 см виступати над землею. Всі моноліти, з яких складається центр, встановлюються так, щоб осі марок знаходились на одній висковій лінії.

Центр, який закладається в скелю, яка виходить на поверхню землі або розташовується на глибині не більше 0.6 м, має марку, закріплену безпосередньо в скелі цементним розчином. Над центром встановлюється розпізнавальний стовп і споруджується курган.

Якщо скеля розташована в землі на глибині більш ніж 0.6 м, то центр повинен мати не одну, а дві-три марки в залежності від глибини розташування скелі. У цьому випадку нижня марка закладається в скелю, а решта – в бетонні моноліти.

Центр орієнтирного пункту в районах сезонного промерзання ґрунту складається з бетонного моноліту у вигляді перерізної піраміди з висотою 20 см, нижньою основою 40 x 40 см і верхнім – 15 x 15 см. У верхню грань моноліту вмонтовується марка, яка закривається кришкою. Глибина закладки центру ОРП повинна складати 70 см. Над центром встановлюється розпізнавальний дерев'яний стовп і насипається курган.

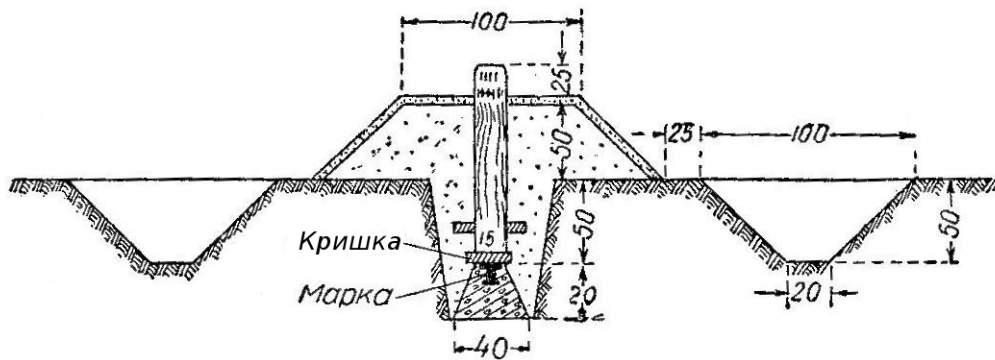


Рис. 31. Орієнтирний пункт

Для встановлення взаємної видимості над центрами геодезичних пунктів будують зовнішні знаки, які являють собою дерев'яні або металеві споруди.

Геодезичний знак у верхній частині має візирний пристрій (як правило візирний циліндр), який служить об'єктом візування при вимірюванні кутів із суміжних пунктів. Якщо ж виникає необхідність у піднятті кутомірного приладу над центром пункту на більш або менш значну висоту, то нижче візирного пристрою споруджується стіл для встановлення приладу.

Таким чином, візирний пристрій і підставка для приладу (стіл для приладу) є основними частинами зовнішнього геодезичного знака (сигнали, піраміди і тури).

Тури споруджуються на пунктах мережі з центрами скельного типу в гірських і високогірських безлісних районів. Вони являють собою кам'яні, цегляні або бетонні стовпи висотою 1.2-1.5 м із вмонтованими в них марками.

Тур не повною мірою відповідає призначенню зовнішнього знака, оскільки він служить тільки столом для встановлення кутомірного приладу під час спостережень, але не візирною ціллю. Тому над ним будують піраміду, яка має візирну ціль, або безпосередньо на турі закріплюють зйомний візирний циліндр.

Прості піраміди, як і інші знаки, можуть будуватися на пунктах мережі будь-якого класу. Висота їх звичайно не перевищує 10 м.

У більшості випадків будують дерев'яні або металеві чотиригранні піраміди. Але інколи будують і трикутні піраміди, хоча їх спорудження менш зручне. Трикутні піраміди більш економічні щодо витрати матеріалів, що має суттєве значення в безлісних гірських районах, де транспортування лісу ускладнене.

У порівнянні з простими пірамідами геодезичні сигнали служать не тільки візирною ціллю, але і підставкою для приладу.

Висота сигналу залежить головно від умов місцевості й насамперед від рельєфу і залісності забезпечуваного району. В заселених районах вона звичайно коливається в межах 10-25 м. У рівнинній лісній місцевості будують сигнали висотою до 40 м і більше.

Якщо висота сигналу до столику не перевищує 10 м, то внутрішню (інструментальну) піраміду прикріплюють безпосередньо на землі. Такий знак називається простим сигналом.

У складних сигналах (висотою до столика більше 10 м) інструментальну піраміду прикріплюють до основних стовпів.

Для надання більшої стійкості і жорсткості основні стовпи знаків висотою більше 30 м роблять у дві колоди, а при висоті чотиригранного сигналу більше 40 м і трьохгранного більше 16 м, крім основних, встановлюють проміжні стовпи.

У лісних районах геодезичні знаки будують з круглого лісу хвойних порід, який заготовлюється поблизу місця побудови.

В містах і деяких промислових районах знаходять застосування постійні металеві знаки.

В пагорбкових безлісних і гірських районах часто виникає необхідність у піднятті кутомірного приладу над центром пункту на 2-4 м. У цьому випадку доцільно будувати піраміди-штативи. Зовнішня піраміда піраміди-штативу несе на собі візирну ціль, а внутрішня служить штативом для приладу.

У степовій місцевості все більше розповсюдження отримали переносні (розбірні) металеві знаки полегшеного типу, які виготовляються з труб або кутової сталі.

За конструкцією переносний металевий знак являє собою піраміду з помостом. Піраміда такого знака може бути металевою або дерев'яною. Вона служить підставкою для приладу. Поміст, як правило, збирається з металевих деталей і встановлюється тільки на період спостережень на пункті.

Геодезичні знаки будь-якої конструкції повинні бути:

- жорсткими, тобто такими, які помірно вібрують навіть при вітрі середньої сили і тому з них можна здійснювати спостереження і за цих умов;
- стійкими, тобто добре укріпленими не перекидатися вітром і не зміщуватися під впливом власної ваги;
- міцними, тобто добре зберігатися протягом тривалого часу.

Візирні цілі знаків повинні мати симетричну форму відносно геометричної осі. При спостереженні із сусідніх пунктів вони не повинні мати фаз, які залежать від сонячного світла.

Жорсткість, стійкість і міцність геодезичного знака залежить від якості будівельного матеріалу, товщини його деталей і ретельності їх підгонки, від міцності кріплення вузлів, ширини основи знака, а також від міцності кріплення основних стовпів у землі.

6. Теодолітна зйомка

6.1. Суть і способи теодолітної зйомки

Топографічна зйомка, що виконується з метою визначення взаємного розташування в плані ситуації контурів і предметів місцевості, називається горизонтальною.

Горизонтальна зйомка здебільшого виконується на забудованих територіях і поділяється на зйомку проїздів і внутрішньоквартальну зйомку. Вона може виконуватися самостійно або у сполученні з вертикальною зйомкою в залежності від організації цих робіт.

Горизонтальна зйомка може бути виконана різними методами: теодолітним або комбінованим.

Теодолітний метод – це метод горизонтальної зйомки, при виконанні якої кутові вимірювання здійснюються теодолітами, а лінійні – сталевими стрічками, рулетками або віддалемірами.

Комбінований метод – це метод горизонтальної зйомки, коли основні елементи ситуації визначаються на місцевості аналітично з наступним обчисленням їх координат і нанесенням на план за координатами або без обчислення за допомогою хорд. Зйомка подробиць ситуації здійснюється на мензулі графічно.

Горизонтальна зйомка на забудованих територіях, а також при виконанні земельно-кадастрових робіт виконується звичайно в масштабах 1: 2 000, 1: 1 000 і 1: 500, частіше методом теодолітної зйомки.

Зйомка ситуації теодолітним методом здійснюється зі зйомочних точок. Вона полягає у вимірюванні положень контурів і окремих предметів ситуації на плані.

При зйомці місцевих предметів здійснюють визначення положення точок різними способами. Використання того чи іншого способу залежить від конкретних умов місцево-

сті, полегшуючи і прискорюючи польову вимірювальну роботу. Найбільш часто використовуються такі способи:

- обходу;
- перпендикулярів;
- полярний;
- прямих кутових засічок;
- лінійних засічок;
- створів.

1. *Спосіб обходу* (рис. 32) здійснюють прокладанням зйомочного теодолітного ходу, лінії якого приблизно збігаються зі зйомочним контуром місцевості, з прив'язкою цього ходу до точок зйомочного обґрунтування.

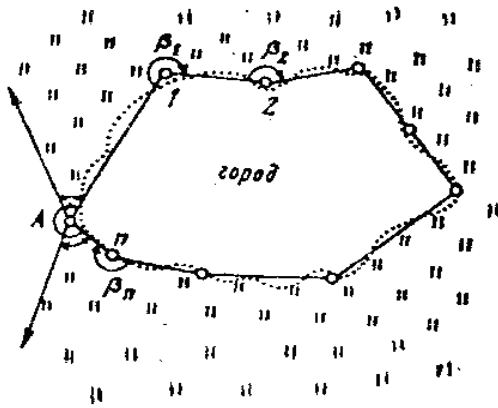


Рис. 32. Спосіб обходу

При зйомці методом обходу кути $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$ вимірюються при одному положенні круга, вимірювання довжин ліній S_1, S_2, \dots, S_n здійснюється однократно мі-

рною стрічкою і контролюється по нитковому віддалеміру, відстані записуються до 0,1 м. Запис здійснюється в журналах теодолітних ходів прийнятої форми.

Спосіб обходу виконується прокладанням замкнутих ходів при зйомці площинних контурів (садиб, плантацій культур і т. ін.) і окремих ходів при зйомці лінійних контурів (доріг, ліній зв'язку, електропередач, меж тощо).

Наклавши на план за координатами або графічно точки теодолітного зйомочного ходу, отримують окреслення зйомочного контуру.

Перевагою цього способу є наявність надлишкових вимірювань, що дозволяє перевірити правильність вимірювань як кутових, так і лінійних.

2. Спосіб перпендикулярів (рис. 33)

При зйомці цим способом положення точки визначається двома величинами: відстанню від точки зйомочного обґрунтування по стороні теодолітного ходу – абсцисою x і довжиною перпендикуляра, побудованого зі сторони теодолітного ходу, і який проходить до шуканої точки, – ординатою y . Абсциси визначаються в процесі вимірювання довжин сторін теодолітного ходу або окремо.

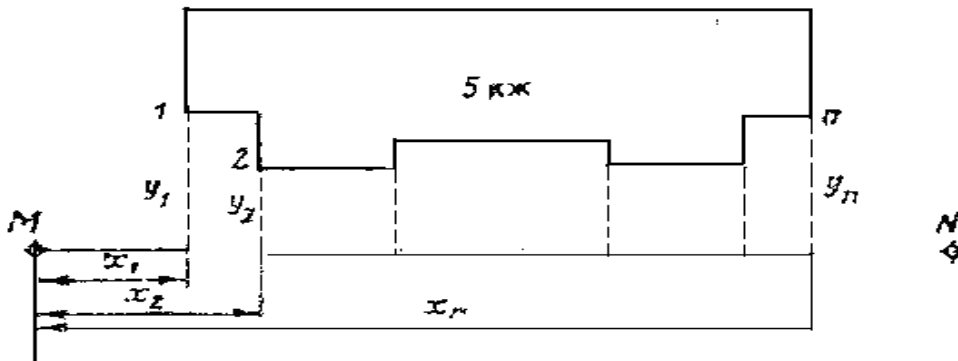


Рис.33. Зйомка способом перпендикулярів

Перпендикуляри на місцевості можуть бути визначені такими методами:

а) опусканням перпендикуляра Aa (рис. 34) із точки ситуації A на лінію хода MN за допомогою стрічки або рулетки.

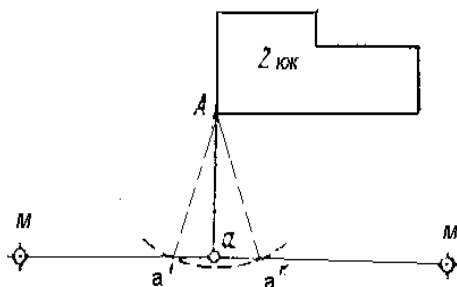


Рис. 34. Опускання перпендикуляра за допомогою стрічки.

У цьому випадку нуль рулетки встановлюється в шуканій точці A і здійснюється засічка найкоротшою відстанню Aa до стрічки, укладеної у створі лінії MN . Отже, перпендикуляр на лінію опускається з точністю біля 1° ;

б) побудовою перпендикуляра з ходової лінії на шукану точку ситуації за допомогою екера. Відстань до основи перпендикуляра визначається стрічкою, укладеною в створі

ходової лінії, довжина перпендикуляра – рулеткою. Перпендикуляр за допомогою екера будується з точністю 5`;

в) побудовою перпендикуляра з ходовою лінії на шукану точку на око. Відстань до основи перпендикуляра у цьому випадку визначається за допомогою стрічки або рулетки.

В усіх випадках довжина перпендикуляра вимірюється однократно. Допустимі відстані від зйомочних точок до точок ситуації при зйомці різними способами можуть бути обчислені, виходячи зі значень середніх квадратичних похибок m вимірювань, пов'язаних зі зйомками. Значення m зазначені в табл. 5.

Таблиця 5

Похибки вимірювань m , пов'язані зі зйомками

Характер контурів	Похибки вимірювань m , пов'язані зі зйомками			
	на плані	на місцевості в масштабі зйомки, м		
		1: 2 000	1:1000	1: 500
Чіткі (капітальні споруди)	0,18	0,36	0,18	0,09
Чіткі (некапітальні споруди)	0,52	1,04	0,52	0,26

Для обчислення допустимих значень довжин перпендикулярів можна використовувати формулу оцінки точності положення точки при зйомці способом перпендикулярів:

$$m^2 = m_x^2 + m_y^2,$$

де m – середня квадратична похибка вимірювань;

m_x – середня квадратична похибка визначення основи перпендикуляра;

m_y – середня квадратична похибка довжини і побудови перпендикуляра.

Таблиця 6

Значення m_y

Характер контурів	m , м, при масштабі зйомки		
	1: 2 000	1: 1 000	1: 500
Чіткі (капітальні споруди)	0,34	0,16	0,07
Чіткі (некапітальні споруди)	1,02	0,52	0,25

Якщо зі значення m табл. 5 виключити значення m_x , то отримаємо значення m_y , наведені в табл. 6.

На підставі даних табл. 6 визначається довжина перпендикуляра за формулою

$$y = \frac{m_y}{\sqrt{\left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 + \left(\frac{m_y}{y}\right)^2}},$$

де y – довжина перпендикуляра;

m_y – середня квадратична похибка довжини і побудови перпендикуляра;

m_β – точність побудови прямого кута;

$\frac{m_y}{y}$ – відносна похибка вимірювання довжини перпендикуляра.

Враховуючи $m_{\beta \text{ рулеткою}} = \pm 1^\circ$; $m_{\beta \text{ екером}} = \pm 5'$;

$\frac{m_y}{y} = \frac{1}{1000}$, отримаємо допустимі значення перпендикулярів (табл. 7).

При зйомці необхідно пам'ятати, що надзвичайно короткі перпендикуляри створюють утруднення при накладці на план ситуації, тому мінімальна довжина їх у масштабі плану не повинна бути менше 4 мм.

При зйомці криволінійних контурів перпендикуляри необхідно доволі часто, щоби між кожною парою шуканих точок лінія була близькою до прямої або характеризувалась односторонньою опуклістю.

Відстані між пікетами можуть досягати 5 мм на плані в залежності від характеру ситуації.

Довжина перпендикулярів при зйомці чітких контурів капітальних споруд визначається із точністю до 1 см, інших контурів – з точністю до 0,1 м.

Таблиця 7

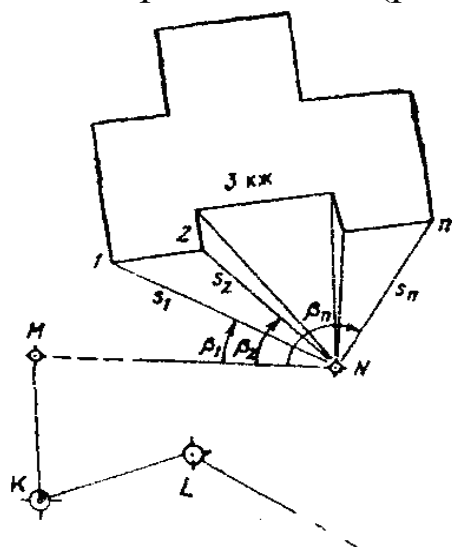
Допустимі довжини перпендикулярів

Характер контурів	Довжина перпендикуляра, м, при масштабі зйомки		
	1: 2000	1: 1000	1 : 500
Перпендикуляри зі знімальної точки			
Чіткі (капітальні споруди)	20	10	4
Чіткі (некапітальні споруди)	50	30	15
Перпендикуляри, побудовані екером			
Чіткі (капітальні споруди)	150	80	40
Чіткі (некапітальні споруди)	350	250	120

Примітка. Довжини перпендикулярів, побудованих на око, зменшується в два рази у порівнянні з довжиною перпендикулярів зі знімальної точки.

Спосіб перпендикулярів звичайно застосовується при зйомці витягнутих у довжину контурів – водотоків, доріг вулиць, ситуації на проїздах і т. ін.

3. Полярний спосіб (рис. 35)



Полярний спосіб застосовується переважно на відкритій місцевості при зйомці внутрішньоквартальної забудови.

Положення точки при зйомці полярним способом визначається кутом β_i , виміряним від твердої лінії MN до знімальної точки i , і відстанню S_i , виміряною від твердої до зніма-

льної точки.

Кути вимірюються теодолітом при одному положенні круга з точністю до $1'$, а відстань – мірною стрічкою, рулеткою або віддалемірами однократно.

Допустимі значення відстаней можуть бути обчислені, виходячи із середніх квадратичних похибок вимірювань m (див. табл. 11) за формулою

$$S = \frac{m}{\sqrt{\left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 + \left(\frac{m_s}{S}\right)^2}},$$

де S – полярна відстань;

m_β – точність вимірювання полярного кута;

$\frac{m_s}{S}$ – відносна похибка лінійних вимірів;

m – середня квадратична похибка вимірювань.

Допустимі значення відстаней при зйомці полярним способом, з урахуванням довжини сторони теодолітного ходу, наведені в табл. 8.

Перевагою полярного способу зйомки є визначення місцеположення кожної контурної точки незалежно від інших, завдяки чому не відбувається накопичення похибок.

Таблиця 8

Допустимі значення відстаней

Характер контурів	Полярні відстані, м, при масштабі зйомки		
	1 : 2000	1 : 1000	1 : 500
При вимірюванні стрічкою			
Чіткі (капітальні споруди)	300	180	90
Чіткі (некапітальні споруди)	350	250	200
При вимірюванні нитковим віддалеміром			
Чіткі (капітальні споруди)	100	60	30
Чіткі (некапітальні споруди)	300	150	80

Примітка. При вимірюванні ліній оптичними віддалемірами відстані збільшуються відповідно збільшенню точності віддалеміру.

4. Спосіб прямих кутомірних засічок

Спосіб прямих кутомірних засічок застосовується на відкритих ділянках там, де неможливо здійснювати безпосереднє вимірювання відстаней (рис. 36).

Для визначення положення знімальної точки 1 способом кутової засічки вимірюються два кути β_1 і β_1'' , прилеглих до базису.

Базисом може бути сторона або частка теодолітного ходу або інші два пункти планового обґрунтування, між якими існує видимість.

Прилеглі кути β вимірюються одним півприйомом з точністю до $1'$.

Основна вимога до кутової засічки полягає в тому, що кут γ при шуканій точці повинен бути в межах $30^\circ - 150^\circ$.

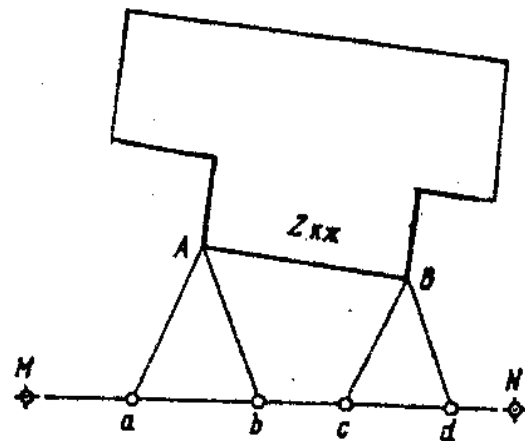
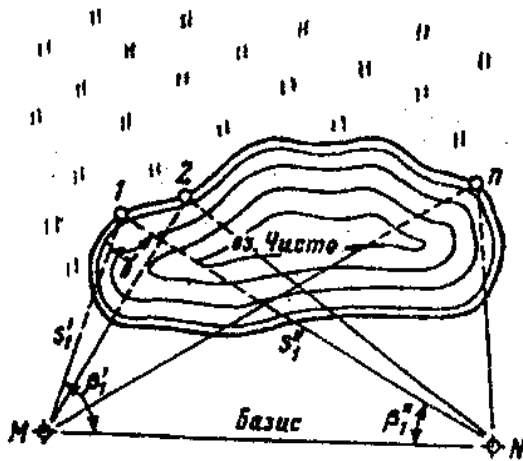


Рис. 36. Спосіб прямих кутових засічок Рис. 37. Спосіб лінійної засічки

Відстань від вихідних до шуканої точки можна обчислити за формулою оцінки точності при зйомці способом кутової засічки

$$S = \frac{m\rho \sin \gamma}{m_{\beta} \sqrt{2}},$$

де S – відстань до знімальної точки;

m – середня квадратична похибка вимірювань;

γ – кут при шуканій точці;

m_β – точність вимірювання кутів β .

Приймаючи $\gamma = 30^\circ$, $m_\beta = \pm 1'$, отримаємо значення допустимих відстаней при зйомці способом кутових засічок (табл. 9).

Таблиця 9

Допустимі відстані при зйомці способом
кутових засічок

Характер контурів	Відстань при кутовій засічці, м, при масштабі зйомки		
	1 : 2000	1 : 1000	1 : 500
Чіткі (капітальні споруди)	400	200	100
Чіткі (некапітальні споруди)	1200	600	300

5. Спосіб лінійних засічок

Спосіб лінійних засічок застосовується, якщо умови місцевості дозволяють легко здійснювати лінійні вимірювання.

Положення точки при зйомці способом кутомірних засічок визначається як вершина трикутника aAb , в якому відомі три сторони aA , ab , AB (рис. 37).

Лінії засічок вимірюються безпосередньо рулеткою однократно.

Допустимі довжини лінійних засічок можна обчислити за формулою оцінки точності при зйомці ситуації цим способом, виходячи із середньої квадратичної похибки вимірювань

$$m_s = \frac{m \sin \gamma}{\sqrt{2}},$$

де m_s – похибка знімальної точки;

m – середня квадратична похибка вимірювань;

γ – кут при знімальній точці.

Приймаючи $\gamma = 30^\circ$ та $\frac{m_s}{S} = \frac{1}{1000}$, отримаємо допустимі значення відстаней при зйомці способом лінійних засічок (табл. 10)

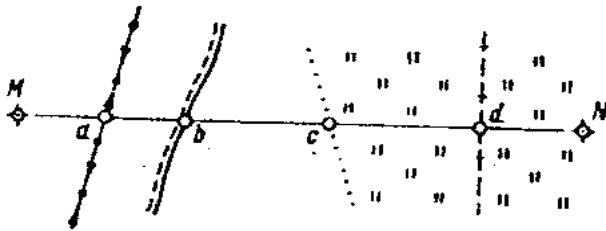
Таблиця 10

Допустимі значення відстаней

Характер контурів	Відстані при лінійній засічці, м, при масштабі зйомки		
	1 : 2000	1 : 1000	1 : 500
Чіткі (капітальні споруди)	120	60	25
Чіткі (некапітальні споруди)	350	180	90

Примітка. При вимірюванні ліній віддалеміром допустимі відстані змінюються в залежності від точності використовуваного віддалеміру.

6. Спосіб створів (рис. 37, а)



Суть способу полягає у тому, що у створі двох відомих точок M і N за допомогою теодоліта і вимірювального приладу

визначається положення контурів. Звичайно при виконанні горизонтальної зйомки використовують всі вище наведені способи.

Це робить теодолітний метод зйомки достатньо гнучким і є однією з його переваг.

Виміряні лінії в усіх способах приводяться до горизонту за формулою

$$S = D \cos v,$$

де S – горизонтальне прокладення ліній;

D – виміряне значення довжини лінії;

v – кут нахилу лінії.

У зв'язку з тим, що лінійні вимірювання при горизонтальній зйомці здійснюються з точністю, яка не перевищує $\frac{1}{1000}$, то більш малі похибки можна не враховувати. Тоді значення найменшого кута нахилу ν , з якого необхідно вводити поправки за зведення до горизонту, можна обчислити так:

$$\cos 0 - \cos \nu = 1 - \cos \nu = \frac{1}{1000} = 0,001;$$

$$\cos \nu = 0,999; \quad \nu = 2^{\circ} 34'.$$

Отже, при виконанні горизонтальної зйомки на місцевості з кутами нахилу 2° і більше для обчислення горизонтальних прокладень слід вимірювати вертикальні кути. Щоби похибка визначення горизонтального прокладення, зумовлена похибкою вимірювання кута нахилу, не перевищувала $\frac{1}{1000}$, похибка вимірювання кута нахилу не повинна перевищувати величини вказаної в таблиці 11.

Таблиця 11

Допустима похибка вимірювання кута нахилу

Кут нахилу	Похибка вимірювання кута нахилу	Кут нахилу	Похибка вимірювання кута нахилу
2°	98'	8°	24'
3	68	10	20
4	50	12	16
5	40	15	14
6	32	20	10
7	28		

Основними польовими матеріалами, які ми отримуємо в результаті теодолітної зйомки, є і журнали вимірювань.

При зйомці ситуації окомірно, в тому чи іншому довільному масштабі, складається схематичний план місцевості – абрис. На абрисі показується розташування точок і сторін теодолітних ходів і знімальних об'єктів місцевості з

усіма результатами кутових і лінійних вимірювань та пояснювальними надписами. Абрис повинен давати повне уявлення про ситуацію знімальної місцевості.

Журнал при горизонтальній зйомці заповнюється в міру необхідності, оскільки в основному всі записи робляться на абрисі.

6.2. Прилади для виконання теодолітної зйомки

Для виконання теодолітної зйомки використовуються прилади, за допомогою яких можна здійснювати кутомірні і лінійні вимірювання.

Для вимірювання довжин ліній застосовують сталеві стрічки, рулетки, а також різного роду віддалеміри, які дозволяють вимірювати лінії з відносною похибкою не більше 1: 2000.

Кути вимірюють за допомогою теодолітів із похибкою не більше 30".

Найбільш простим приладом для вимірювання невеликих відстаней (кілька десятків або сотнів метрів) переважно на рівнинній місцевості є сталеві стрічки 20- та 24-метрової довжини.

Для зручності збереження, перевезення і перенесення стрічки намотують на залізне кільце (рис. 38, а). Стрічки бувають штрихові (рис. 38, б), кінцеві (рис. 38, в) і шкалові (рис. 38, г).

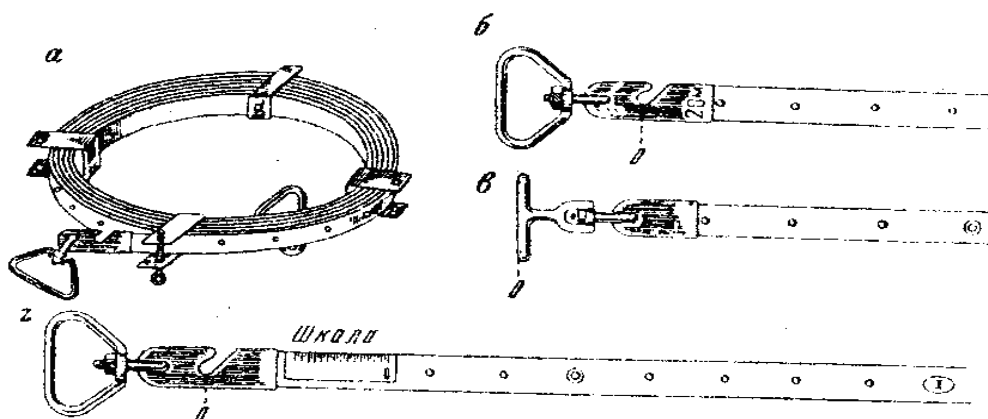


Рис. 38. Види сталевих стрічок

У штриховій стрічці нульовий штрих зазначений біля гачка, в який при вимірюванні лінії вставляють шпильку (див. рис. 38, б), встановлену в землю. Отже, нульовий штрих знаходиться проти осі шпильки. У кінцевих стрічок початок відліку (нуль) збігається з кінцем ручки, і її застосовують у випадку початку вимірювань від стіни будівлі, до якої прикладають ручку стрічки. Шкалова стрічка від штрихової або кінцевої відрізняється наявністю дециметрових шкал на обох кінцях стрічки. Шкали мають міліметрові поділки. За допомогою шкалової стрічки лінії вимірюють із підвищеною точністю. Кожний метр на стрічках відмічений пластинами з обох боків стрічки. На пластинах зазначені надписи 1, 2, 3, ...19. Кожний півметр стрічки відмічений кнопкою, а дециметр – невеликим круглим отвором.

Перед вимірюванням ліній здійснюють підготовчі роботи: компарування стрічки, закріплення точок на місцевості, провішування ліній.

6.2.1. Компарування (еталонування) стрічки

Будь-який робочий вимірювальний прилад перед використанням для вимірювання на місцевості перевіряють шляхом порівняння його довжини з вимірювальним приладом (еталоном), довжина якого відома з високою точністю. Таке порівняння називається компаруванням. Вимірювальні прилади (дроти і стрічки) компарують на спеціальних приладах – компараторах, встановлених у лабораторіях.

Доволі часто стрічки компарують на польових компараторах довжиною 120 м. На кінцях польового компаратора вкопують стовпи врівень із землею або забивають металеві штирі зі штрихами, які позначають початок і кінець компаратора. Точну довжину польового компаратора визначають багатократним вимірюванням прокомпарованою

стрічкою або дротом. Робочу мірну стрічку і рулетку часто безпосередньо порівнюють з прокомпарованою стрічкою, тобто встановлюють різницю між дійсною довжиною робочої стрічки l , отриманої в результаті порівняння робочої стрічки з прокомпарованою стрічкою, і номінальною довжиною робочої стрічки l_o . Цю різницю називають поправкою за компарування вимірювального приладу. Номінальною називають довжину вимірювального приладу, задану при виготовленні його на заводі. Наприклад, номінальна довжина двадцатиметрової стрічки дорівнює 20 м, тому $l_o = 20$ м.

Тоді поправка за компарування

$$\Delta l = l - l_o.$$

6.2.2. Закріплення (позначення) точок на місцевості

Точками місцевості є вершини кутів, в яких встановлюється кутомірний прилад для вимірювання кута, а також початкові і кінцеві точки ліній, між якими здійснюється вимірювання. За цими точками складають плани місцевості, інженерні проекти, спираючись на ці точки, проекти переносять в натуру (на місцевість). У цих точках перевіряють правильність вимірювання кутів і ліній при польовому контролі. Щоби скористатися цими точками у подальшому, їх закріплюють (позначають) на місцевості різними знаками в залежності від умов місцевості, призначення геодезичних вимірювань, їх точності, вимог до збереженості протягом польового сезону або на багаторічний період.

Такими знаками можуть бути дерев'яні кілочки або металеві стрижні довжиною 20-30 см, які забивають врівень із землею або залишають над поверхнею землі не більше ніж на 2 см. Для швидкого розшукування знака навколо роблять канаву у вигляді трикутника, квадрата або кільця діаметром 0,5-1,0 м і шириною 0,1-0,2 м. Кілочок має круглий або квадратний переріз; центр перерізу у верхньому

зрізі кілочка являє собою вершину кута, на який встановлюють кутомірний прилад і яка служить початком або кінцем вимірюваної лінії. Для позначення номера або назви точки поруч із кілочком іноді встановлюють другий кілочок – сторожок, на верхній частині якого, що розташована над землею на 0,1 м, підписують номер або назву точки.

При необхідності збереження позначення точки на більш довгий термін замість кілочка або металевого стержня в землю закопують відрізок металевої, гончарної або азбоцементної труби, залізобетонного стовпа довжиною 1-1,5 м на глибину 0,6-1,0 м. Навколо знака роблять канаву на штик лопати. Землю з канави насипають навколо знака у вигляді кургана, який має форму зрізаного конуса висотою 0,2-0,4 м із діаметром нижньої основи до 2 м. Для більш точного позначення точки на верхньому зрізі стовпа роблять дві взаємно перпендикулярних риски, перетин яких служить вершиною вимірюваного кута, початком або кінцем вимірюваної лінії.

Поворотні точки меж землекористувань і землеволодінь, в яких часто вимірюють кути і лінії між ними, звичайно закріплюють довготривалими межовими знаками, які є залізобетонними монолітами квадратного перерізу товщиною не менше 10 см (із потовщенням у нижній частині) і довжиною 1,2-1,5 м, які закопують у землю на глибину 0,8-1,0 м. Межові знаки окопують кільцевими канавами зі створенням курганів висотою до 0,4 м і діаметром нижньої основи 2,5 м.

Як межові знаки часто використовують кам'яні стовпи, відрізки залізних труб товщиною не менше 5 см, азбоцементних труб товщиною не менше 10 см, кутового заліза, рейок. В нижню частину їх вставляють поперечні штирі, що запобігає спробі витягування знака з землі. Рідше використовуються дерев'яні стовпи, оскільки вони не забезпечують необхідну збережність через швидке псування.

6.2.3. Провішування ліній

Якщо лінія вимірюється шляхом укладання вимірювального приладу (стрічки, рулетки) по землі, то необхідно стежити, щоби між точками вимірювалась найкоротша відстань по земній поверхні. Для цього вимірювальний прилад не повинен відхилятися в бік від напрямку лінії, і укладати його необхідно у створі вимірюваної лінії, тобто у вертикальній площині, яка проходить через її кінці. Встановлення тичок в створі лінії називається провішуванням. Практика показує, що провішування необхідне тільки для ліній довжиною 200 м і воно потрібне не стільки для укладання вимірювального приладу в створі вимірюваної лінії, скільки для показу меж на місцевості і для підвищення точності зйомки ситуації способом перпендикулярів. Віхи при провішуванні встановлюють приблизно через 100-200 м у залежності від рельєфу місцевості.

Тички довжиною до 2 м повинні бути прямими. Зручні тички, пофарбовані через 20 см у білий і чорний (або червоний) кольори.

Для провішування лінії на її кінцях A і B встановлюють тички (рис. 39, *а*). Провішування звичайно здійснюється на себе. Для цього виконавець робіт розташовується перед тичкою A і дивиться на тичку B , а помічник виконавця робіт за вказівкою виконавця встановлює тичку 1 так, щоби вона закривала собою тичку B . Після цього помічник рухається за напрямком точки A , і за вказівкою виконавця робіт встановлює тичку 2 так, щоби вона закривала тички 1 і B . Аналогічно встановлюють тички 3 , 4 і т. д. Якщо не застосовувати метод провішування на себе, а починати провішування з тички 4 , то вона закрийє напромак, за яким повинні бути встановлені тички 3 , 2 і 1 , тому провішування ускладниться.

Провішування через западину (рис. 39, *б*) здійснити у порядку, зазначеному вище, не завжди можливо. У цьому

випадку помічник за вказівкою виконавця робіт, який знаходиться перед тичкою A , встановлює тичку 1 , потім тичку 2 за тичками 1 і B , далі тичку 3 . Після цього за вказівкою виконавця робіт по тичці 2 помічник встановлює тичку 4 і, нарешті, за тичками 3 і 4 – тичку 5 . Провішування у цьому випадку необхідне не стільки для вимірювання лінії AB , скільки для встановлення положення точок на лінії при перенесенні проекту в натуру, визначення в натурі межі землекористування, при будівельних роботах по укріпленню схилів ярів і т. ін.

Для провішування лінії через горб (рис. 39, *в*), коли між тичками A і B немає взаємної видимості, виконавець робіт і його помічник з тичками розташовуються на горбі приблизно на лінії AB на можливо більшій відстані один від одного, але так, щоби виконавцю робіт із тичкою T була видна тичка B , а помічнику з тичкою P видна тичка A . Провішування здійснюють у такому порядку. Помічник за вказівкою виконавця робіт встановлює тичку P у створі T і B (рис. 39, *г*), потім виконавець робіт за вказівкою помічника переносить свою тичку в точку T_1 , у створ точок P і A після цього помічник за вказівкою виконавця робіт переносить тичку в точку P_1 , у створ точок T_1 і B і т. д., доки не з'ясується, що тичка помічника буде розташовуватися у створі тички виконавця робіт і точки B , а тичка виконавця робіт – в створі тички помічника і точки A ; в цей час всі тички розташуються у створі лінії AB .

Інколи через великі горби провішування доводиться здійснювати з використанням трьох тичок виконавцю робіт і двом помічникам. Помічники і виконавець робіт, розташувшись із тичками на горбі, послідовно переводять один одного в створ лінії AB .

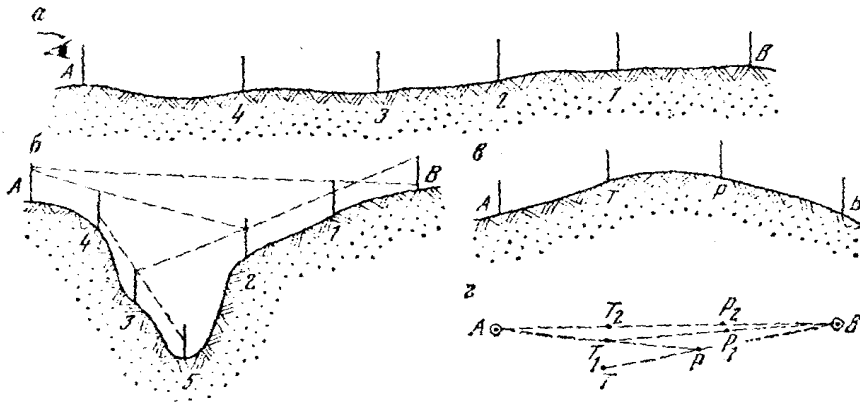


Рис. 39. Провішування ліній

При провішуванні ліній у лісі для прорубки просік слід використовувати невисокі тички (до рівня очей) із гострими кінцями поверху. Встановлюють такі тички при провішуванні на себе через 30-50 м у залежності від рельєфу місцевості.

6.2.4. Вимірювання ліній стрічкою

Після провішування лінії виконують вимірювання. Вимірювання лінії стрічкою та іншим вимірювальним приладом полягає в послідовному укладанні вимірювального приладу в створі вимірюваної лінії. При першому укладанні стрічки передній помічник бере в ліву руку ручку стрічки і десять шпильок (одна шпилька залишається у заднього помічника) (рис. 40, а) і за вказівкою заднього помічника розташовується у створі вимірюваної лінії. Коли задній помічник суміщає нульовий штрих з початком лінії (попередньо встановивши шпильку на початок лінії) (рис. 40, б), передній помічник натягує стрічку в створі лінії (за вказівкою заднього помічника або виконавця робіт) і через гачок стрічки вставляє шпильку вертикально в землю (рис. 40, в).

Після цього стрічку переміщують вперед по лінії, задній помічник зачіпляє стрічку за шпильку і спрямовує пе-

реднього робочого по створу лінії. Передній помічник, уклавши стрічку в створі лінії, через гачок стрічки вставляє другу шпильку в землю, після чого задній помічник забирає шпильку і переміщує стрічку вперед. Після кожного укладання стрічки кількість шпильок у переднього помічника зменшується, а в заднього збільшується. Коли в переднього помічника не залишається жодної шпильки, то він отримує від заднього помічника десять шпильок, вставляє одну шпильку через гачок у землю, переміщує стрічку і вимірювання продовжують у попередньому порядку.

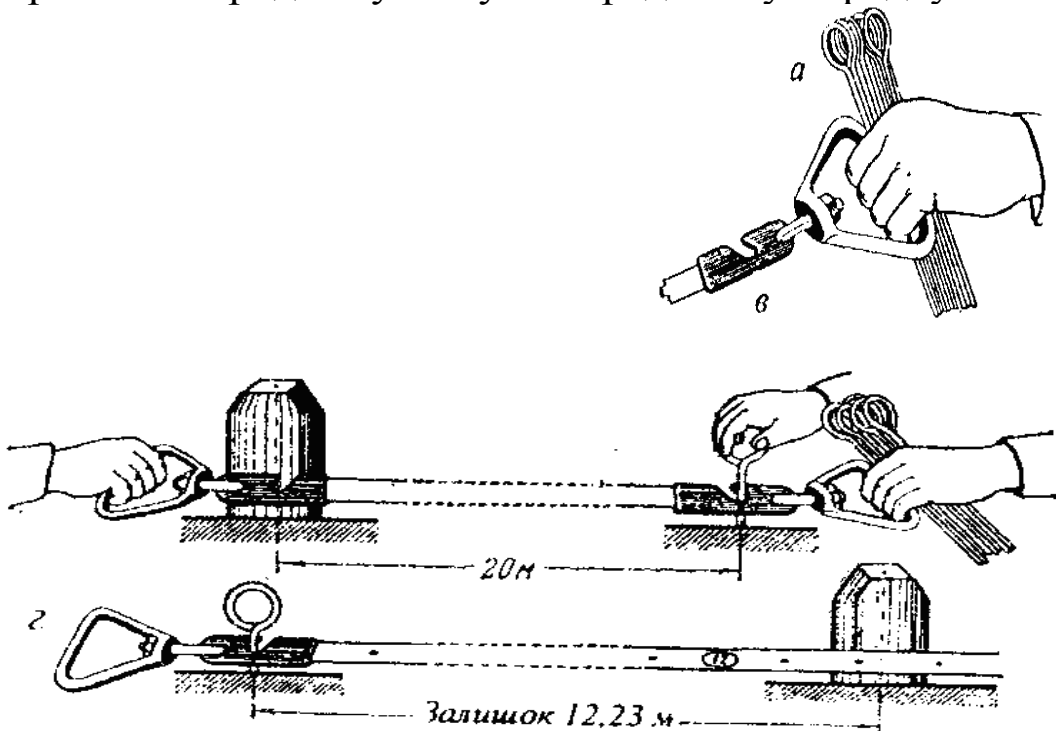


Рис. 40. Вимірювання ліній

Після цього підраховують кількість шпильок у заднього помічника, і для контролю підраховують кількість шпильок, що залишилися в переднього помічника. Загальна їх кількість повинна дорівнюватися одинадцяти. В кінці лінії (рис. 40 г) по стрічці рахують залишок, тобто визначають відстань від останньої шпильки заднього помічника до кінця лінії.

Довжину вимірюваної лінії визначають за формулою

$$D = 200N + 20n + r,$$

де N – кількість передач шпильок;

n – кількість шпильок у заднього помічника;

r – довжина відрахованого по стрічці залишку лінії.

Щоби уникнути грубих помилок, необхідно кількість передач шпильок зазначати в журналі.

Для контролю лінії вимірюють двічі, в прямому і зворотному напрямках. Якщо розходження між двома значеннями допустиме, то із двох отриманих значень виводять середнє арифметичне, яке й вважають результатом вимірювання.

6. 2.5. Визначення відстаней, недоступних для вимірювання стрічкою

При виконанні геодезичних робіт зустрічаються випадки, коли для вимірювання лінії, горизонтальне прокладення якої необхідно визначити, неможливо використати стрічку через перешкоди, що перетинають лінію (річка, болото, яр і т. ін.), а віддалемір відсутній. На рис. 41 наведений приклад, який найбільш часто зустрічається в практиці.

Якщо ми маємо якусь перешкоду, наприклад річку, то для того, щоб визначити відстань між точками, які знаходяться на різних берегах, необхідно побудувати на місцевості два бази, виміряти їх довжину стрічкою, а за допомогою теодоліта виміряти кути α і β . Для контролю бажано

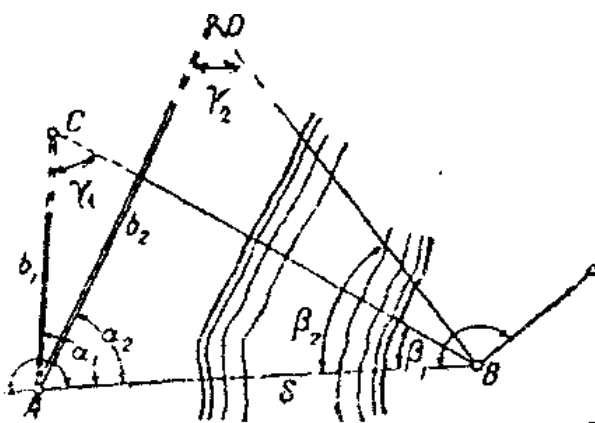


Рис. 41. Визначення відстаней недоступних для вимірювання стрічкою

виміряти і третій кут γ трикутника. Тоді згідно з теоремою синусів будемо мати

$$S = \frac{\sin \beta}{\sin \gamma} b.$$

Для повного контролю вимірювань і обчислень на місцевості вимірюють два базиси і кути в двох трикутниках, тоді

$$S_2 = \frac{\sin \beta_1}{\sin \{180^\circ - (\alpha_1 + \beta_1)\}} b_1 = \frac{\sin \beta_1}{\sin(\alpha_1 + \beta_1)} b_1.$$

Трикутник для визначення відстані обирають таким, щоби кути напроти базису і шуканої сторони були не менше 30° і не більше 120° . Відносне розходження з двох обчислених значень відстані (з розв'язку двох трикутників) не повинно перевищувати $\frac{1}{1000}$. Якщо розходження не пе-

ревищує допустиме значення, то із двох значень відстані обирають середнє арифметичне.

7. Теодоліти та їх види

7.1. Види (класифікація) теодолітів

Типи теодолітів, які існують, розрізняються за точністю, видом відлікових пристроїв, конструкцією системи вертикальних осей горизонтального круга і призначенням.

В залежності від точності вимірювання горизонтальних кутів, відповідно до ДЕСТ 10529-86, теодоліти можуть бути поділені на три типи:

1. Високоточні Т1, призначені для вимірювання кутів у тріангуляції і полігонометрії 1-го і 2-го класів.

2. Точні Т2 – для вимірювання кутів у тріангуляції і полігонометрії 3-го і 4-го класів; Т5 – для вимірювання кутів у тріангуляційних мережах і полігонометрії 1-го і 2-го розрядів і виконання маркшейдерських робіт на поверхні.

3. Технічні Т15, Т30, і Т60 – для вимірювання кутів у теодолітних і тахеометричних ходах та зйомочних мережах, а також для виконання маркшейдерських робіт на поверхні і в підземних виробках.

В умовних позначеннях теодолітів цифра означає середню квадратичну похибку вимірювання горизонтального кута одним прийомом у секундах; для теодоліту Т1 $m_\beta = 1''$, для Т5 $m_\beta = 5''$ і т. д.

За видом відлікових пристроїв розрізняють верньєрні й оптичні теодоліти. Відлікові пристрої у вигляді верньєрів використовувалися в теодолітах із металевими кругами (ТТ-50, Т-4, Т-5, ТГ-5 і т. ін.). Теодоліти зі скляними кутомірними кругами і оптичними відліковими пристроями називаються оптичними. В них за допомогою оптичної системи зображення горизонтального і вертикального кругів передаються в поле зору спеціального мікроскопа.

Зараз випускаються тільки оптичні теодоліти. В останні роки замість теодолітів серії Т налагоджений випуск більш досконалих теодолітів уніфікованої серії 2Т (2Т2, 2Т5, 2Т15, 2Т30).

За конструкцією системи вертикальних осей горизонтального круга теодоліти поділяються на неповторювальні й повторювальні.

У неповторювальних теодолітів лімби мають тільки закріпні гвинти або пристрій для повороту і закріплення його в різних положеннях. Повторювальні теодоліти мають спеціальну повторювальну систему осей лімба і алідади, яка дозволяє лімбу сумісно з алідадою обертатися навколо своєї осі. Такий теодоліт дозволяє почерговим обертанням алідади кілька разів відкладати (повторювати) на лімбі величину вимірюваного горизонтального кута, що підвищує точність вимірювань.

За призначенням розрізняють такі типи теодолітів.

1. Власне теодоліти – призначені для вимірювання горизонтальних і вертикальних кутів.

2. Тахеометри – призначені для вимірювання горизонтальних і вертикальних кутів та визначення відстаней за допомогою ниткового віддалеміра, а також перевищень між точками за допомогою номограмних кривих. Зараз з'явилися електронні тахеометри, які дозволяють автоматизувати виконання вищезазначених процесів.

3. Теодоліти спеціального призначення: астрономічні теодоліти (АУ 2"/10", АУ 2"/2") – призначені для визначення широти, довготи і азимутів з астрономічних спостережень; маркшейдерські теодоліти (Т15М, Т30М, 2Т30М); теодоліт-нівелір (ТН) – має циліндричний рівень при зоровій трубі і може бути використаний для виконання геометричного нівелювання; теодоліт проектувальний (ТТП) – має в комплекті накладний рівень, окулярну насадку, віддалемірний комплект, бусоль і оптичний центрир, застосовується для будівельних розмічувань; спеціалізовані теодоліти – гіротеодоліти, фототеодоліти, лазерні теодоліти, кодові теодоліти та ін.

7.2. Загальна конструкція теодоліта, функціональне призначення окремих частин

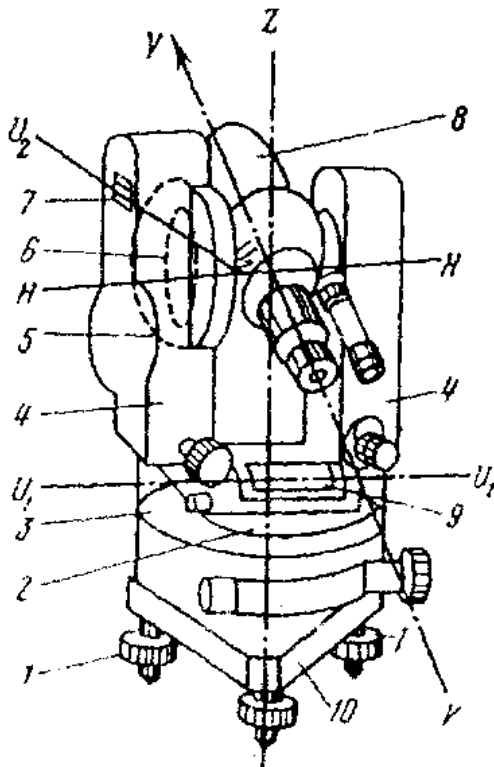
7.2.1. Принципова схема будови теодоліта

Відповідно до принципу вимірювання горизонтального і вертикального кутів конструкція теодоліта повинна включати такі частини (рис. 42).

Основною частиною теодоліта є горизонтальний круг, який складається з лімба 3 і алідади 2. В процесі вимірювання горизонтального кута площина лімба повинна бути горизонтальною, а його центр – встановлюватися на висковій лінії, яка проходить через вершину вимірюваного кута. Вискова лінія ZZ, яка проходить через вісь обертання

алідади горизонтального круга, називається віссю обертання теодоліта.

Рис. 42. Принципова схема теодоліта



Вісь обертання теодоліта ZZ встановлюється у вискове положення (площина лімба — в горизонтальне положення) по циліндричному рівню 9 за допомогою трьох підйомних гвинтів 1 підставки 10. Лімба і алідада забезпечені затискними (закріпними) гвинтами, які служать для закріплення їх у нерухомому положенні, й навідними гвинтами — для їх повільного і плавного обертання.

Візування на спостережувані цілі здійснюється зоровою трубою 8, візирна вісь VV якої при обертанні труби навколо горизонтальної осі HH створює проектовану площину, яка називається колімаційною. Зорова труба з'єднана з алідадою горизонтального круга за допомогою колонки 4. На одному з кінців осі обертання зорової труби закріплений вертикальний круг 5, який має циліндричний рівень 7. Зорова труба має закріпний і навідний гвинти.

При вимірюваннях теодоліт звичайно встановлюється на штативі. Штатів складається з металевої верхньої частини — головки і трьох розсувних (змінної довжини) дерев'яних ніжок. Кінці ніжок забезпечені металевими гострими наконечниками для затиснення їх у ґрунт і надійного закріплення штатива над точкою (пунктом). Теодоліт закріплюється на штативі становим гвинтом. До гачка станового гвинта прив'язується нитка виска, яка служить продо-

вженням вертикальної осі обертання приладу ZZ. За допомогою виска теодоліт центрується над точкою, тобто встановлюється так, щоби вісь обертання приладу проходила через вершину кута, який вимірюється. Станові гвинти виготовляють трубчастими, що надає можливість використовувати для центрування теодоліта над точкою оптичні центрири.

Розглянемо детальніше основні частини теодоліта.

7.2.2. Горизонтальний круг

Горизонтальний круг теодоліта призначений для вимірювання горизонтальних кутів і складається з лімба й алідади.

Лімб є основною частиною кутомірного приладу в оптичних теодолітах і являє собою скляне кільце. На навкісному краю лімба нанесені поділки. Величина дуги лімба між двома найближчими штрихами називається ціною поділки лімба.

Ціна поділки лімба визначається по цифруванню градусних (або градових) штрихів. Цифрування лімбів звичайно здійснюється за годинниковою стрілкою від 0 до 360° .

Роль алідади в сучасних теодолітах виконують спеціальні оптичні системи, які є відліковими пристроями. Алідада може обертатися навколо осі разом із верхньою частиною теодоліта відносно нерухомого лімба. При цьому відлік по горизонтальному кругу змінюється. Якщо алідада обертається навколо осі разом із лімбом (затискний гвинт закріплений, а лімб – відкріплений), то відлік по горизонтальному кругу залишається незмінним.

Лімб закривається металевим кожухом, який захищає його від механічних пошкоджень, вологи й пилу.

7.2.3. Відлікові пристрої

Відліком по кутомірному приладу називається кутова величина дуги між нульовим штрихом лімба й індексом алідади. Штрихи лімба, між якими знаходиться індекс називаються молодшим і старшим штрихами. Для оцінки інтервалу між молодшим штрихом лімба й індексом служать відлікові пристрої.

У залежності від типу теодоліта і призначення приладів для взяття відліків по лімбу застосовуються верньєри, штрихові (мікроскопи-оцінювачі) і шкалові мікроскопи, мікроскопи-мікрометри й оптичні мікрометри. В технічних теодолітах як відлікові пристрої використовуються верньєри (в теодолітах старих конструкцій із металевими лімбами), штрихові і шкалові мікроскопи (в оптичних теодолітах). Принцип дії зазначених відлікових пристроїв ґрунтується на здатності ока з високою точністю сприймати збіг штрихів однієї шкали зі штрихами іншої, а також оцінювати десяті частки проміжку між штрихами.

Мікроскоп-оцінювач (штриховий мікроскоп) – це відліковий пристрій, в якому інтервал між молодшим штрихом і індексом оцінюється на око до десятих часток лімба (рис. 43). Зображення шкал і індекс розглядають через окуляр мікроскопа, який знаходиться поруч з окуляром зорової труби.

В теодоліті Т30 в полі зору мікроскопа-оцінювача буються одночасно зображення шкал горизонтального і вертикального кругів із загальним індексом. Відліки беруть по одній стороні кругів із точністю до 1'.

Шкаловий мікроскоп широко використовується в сучасних технічних і точних теодолітах з одностороннім відрахуванням по лімбу. В полі зору такого мікроскопа спостерігаються зображення лімба і шкали, довжина якої дорівнює зображенню найменшої (звичайно градусної) поді-

лки лімба. Індексом для відліку служить штрих лімба, розташований у межах шкали (рис. 44).

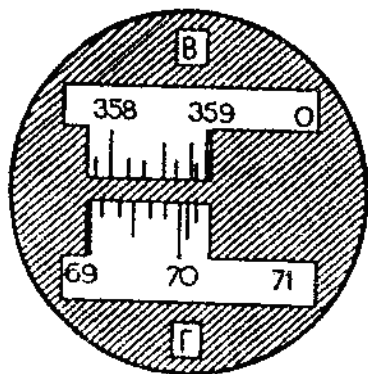


Рис. 43. Поле зору відлікового мікроскопа-оцінювача теодоліта Т30. Відліки: по горизонтальному колу – $70^{\circ}04'$; по вертикальному колу – $358^{\circ}48'$

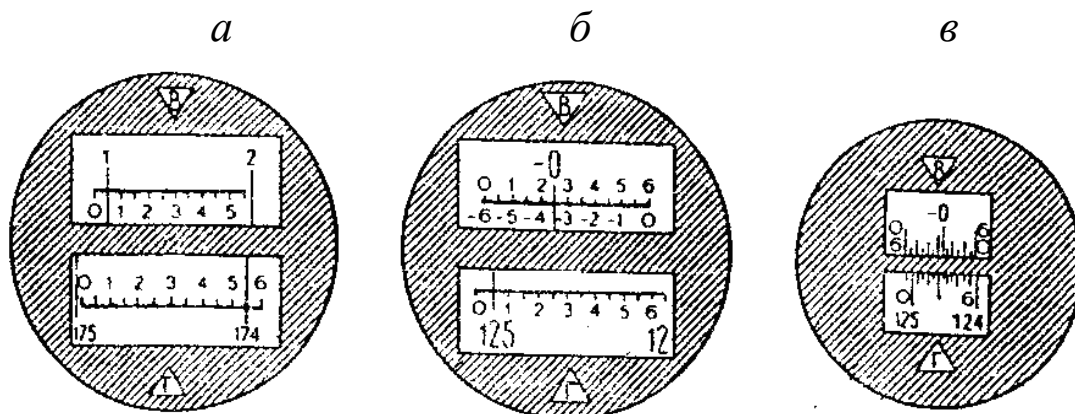


Рис. 44. Поле зору шкалового мікроскопа теодолітів

Відліки: *а* – по горизонтальному колу $174^{\circ}54,9'$; по вертикальному колу $1^{\circ}05,0'$; *б* – по горизонтальному колу – $125^{\circ}05,4'$, по вертикальному колу – $0^{\circ}34,9'$; *в* – по горизонтальному колу – $125^{\circ}06,5'$; по вертикальному колу – $0^{\circ}36,6'$

На рис. 44, *а* показано поле зору шкалового мікроскопу теодоліта Т5, який має шкали для горизонтального і вертикального кругів, кожна з яких поділена на 60 часток. Оскільки ціна поділки лімба 1° , одна поділка шкали відповідає $1'$. При знятті відліку по мікроскопу десяті частки найменшої поділки шкали оцінюється на око з точністю $0,1'$.

В теодолітах Т15, 2Т5 (рис. 44, *б*) відліки по горизонтальному колу здійснюються аналогічно. Шкала вертикаль-

ного круга має два рядка цифр зі знаком «+» і «-». По нижньому рядку зі знаком «-» беруть відліки у випадках, якщо в межах шкали знаходиться штрих вертикального круга з тим же знаком.

У теодоліта 2Т30 ціна поділки шкал відлікового мікроскопа (рис. 44, в) дорівнюють $5'$, відліки по кутомірних кругах беруться з точністю $0,5'$.

У високоточних теодолітів відліки здійснюються по оптичному мікрометру. На рис. 45 показаний загальний вид теодоліта Т1, а на рис. 46 поле зору відлікового мікроскопа цього теодоліта

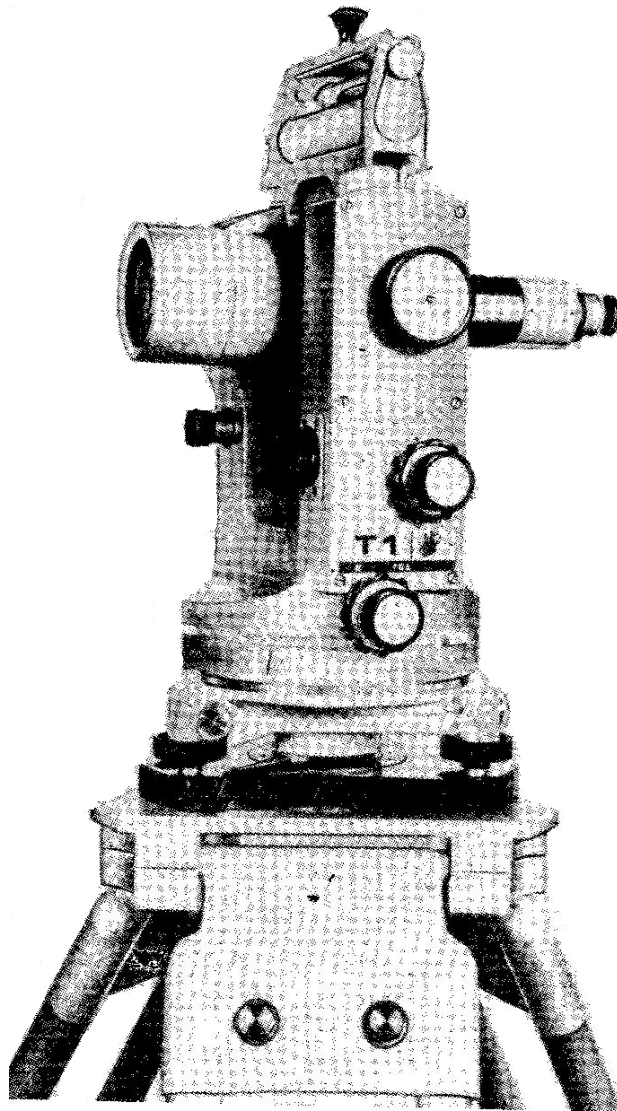
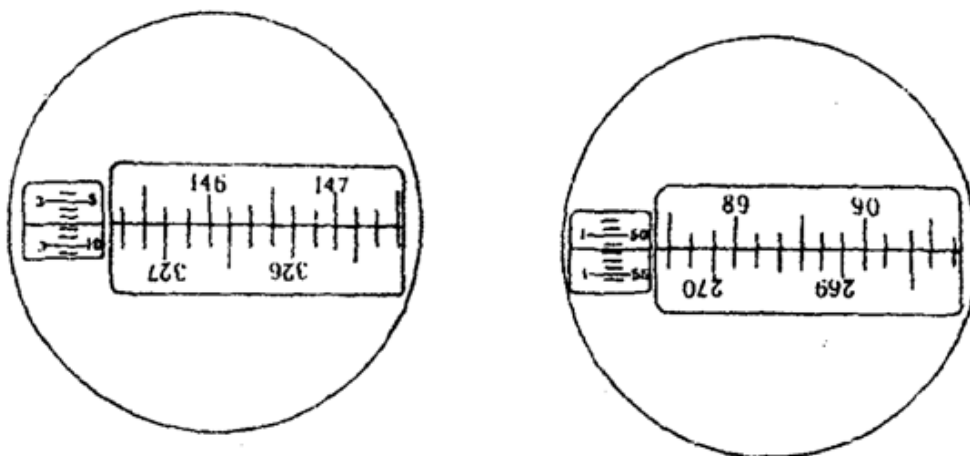


Рис. 45. Теодоліт Т1

Горизонтальний круг

Вертикальний круг



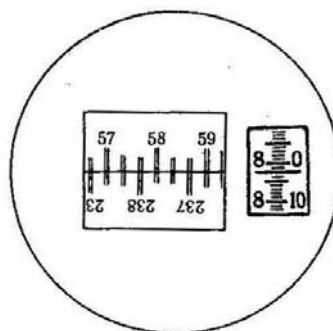
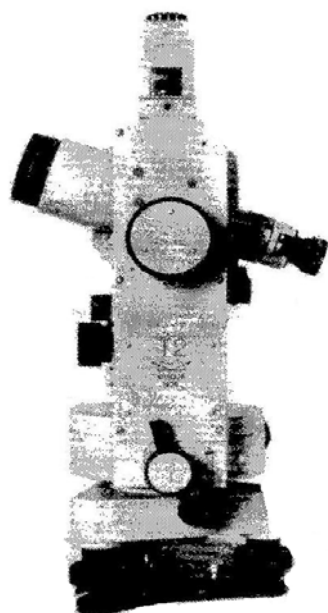
Відліки

по лімбу $146^{\circ}20'$
 по шкалі $3\ 07,7''$
 оптичного
 мікрометра $07,9$
 $146^{\circ}23'07,8''$

по лімбу $89^{\circ}25'$
 по шкалі $1\ 51,5''$
 оптичного
 мікрометра $51,4''$
 $89^{\circ}26'\ 51,4''$

Рис. 46. Поле зору відлікового мікроскопа теодоліта Т1

До точних також належить теодоліт Т2 (рис. 47, 48)



Відліки

по лімбу $57^{\circ}50'$
 по шкалі $8\ 02,4''$
 оптичного мікрометра $02,5''$
 $57^{\circ}58'02,4''$

Рис. 47. Теодоліт Т2

Рис. 48. Поле зору відлікового мікроскопа теодоліта Т2

7.2.4. Зорові труби

Будова зорової труби. Для візування на віддалені спостережувані предмети в геодезичних приладах використовують зорові труби. Більшість із них дають обернене зображення і належать до типу астрономічних. У деяких теодолітах використовуються труби, які забезпечують пряме зображення. Перед спостереженням зорова труба повинна бути відрегульована так, щоби в полі зору труби чітко було видно зображення візирної цілі. Така установка зорової труби називається її фокусуванням. За характером фокусування розрізняють труби з зовнішнім і внутрішнім фокусуванням.

У сучасних геодезичних приладах використовують труби з внутрішнім фокусуванням, які мають постійну довжину. Конструкція таких труб забезпечує більше збільшення при меншій довжині у порівнянні з трубами із зовнішнім фокусуванням, а також захищає трубу від проникання до неї пилу і вологи.

Оптична система зорової труби з внутрішнім фокусуванням (рис. 49) складається з об'єктива 1, окуляра 2, внутрішньої фокусувальної лінзи 3, яка переміщується всередині труби обертанням кремальєри 4 (кремальєрного гвинта або кільця) і сітки ниток 5.

Сумісна дія об'єктива і фокусувальної лінзи тотожна дії однієї збіраної лінзи зі змінною фокусною відстанню, яка має назву телеоб'єктива. Принципово оптична схема труби з телеоб'єктивом (рис. 49, б) не відрізняється від схеми простої зорової труби (труби Кеплера) із зовнішнім фокусуванням, але має більш досконалу конструкцію.

Предмет AB , розташований за подвійною фокусною відстанню, розглядається через об'єктив 1 (рис. 49, б). Його зображення ab , отримане за допомогою телеоб'єктива, буде дійсним, оберненим і зменшеним. Вказане зображення збільшується окуляром 2, у результаті цього ми отримаємо

уявне і збільшене зображення $a'b'$ спостережуваного предмета.

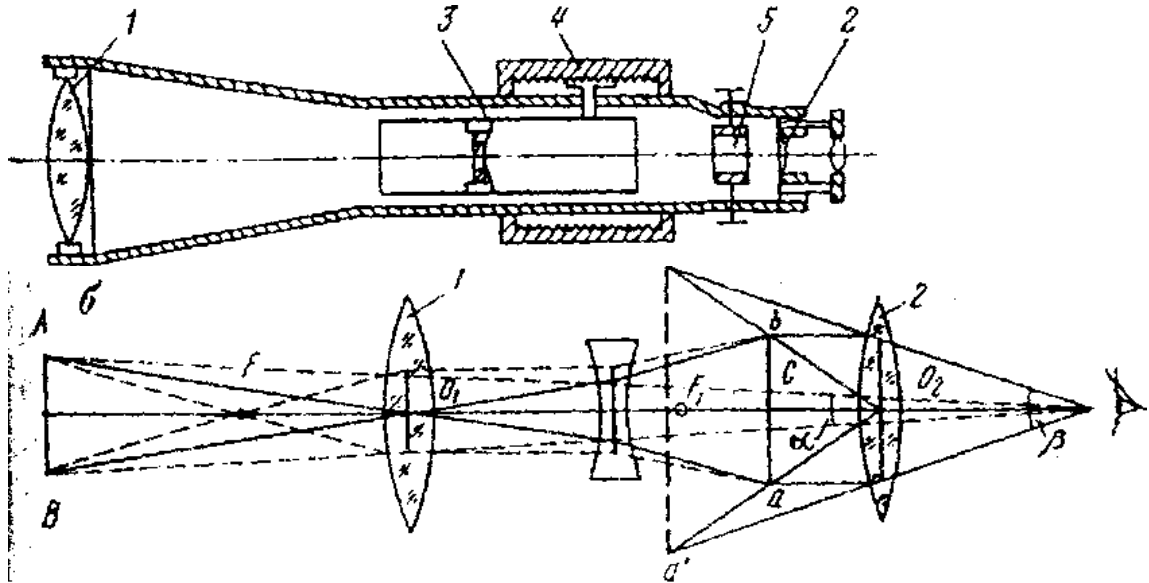


Рис. 49. Зорова труба

a – повздовжній розріз; b – хід променів у зоровій трубі

Зображення предмета, отримане простою зоровою трубою, супроводжується оптичними спотвореннями, основними з яких є сферична і хроматична аберації. Сферична аберація викликана тим, що промені світла (особливо ті, що падають на краї лінзи) після переломлення не перетинаються в одній точці і дають тим самим нечітке і розпливчасте зображення. Хроматична аберація полягає в тому, що промені світла після заломлення в лінзі розподіляються на складові кольору радуги і забарвлюють краї зображень. Для послаблення впливу оптичних спотворень у зорових трубах використовують діафрагми, які затримують проходження крайніх променів світла, а також складні об'єктиви й окуляри, які складаються з 2-3 лінз із більш різною кривизною і різними коефіцієнтами переломлення скла.

Сітка ниток. Встановлення зорової труби для спостереження. Для візування на спостережувані цілі в зоровій трубі повинна бути постійна точка K – дійсна або уявна між паралельними лініями. Для отримання цієї точки в

окулярному коліні поблизу переднього фокуса окуляра розміщується металева оправа, в який встановлена скляна пластинка з нанесеною на неї сіткою ниток (рис. 50, *а*). Види сіток ниток, які застосовуються в сучасних теодолітах, зображені на рис. 50, *б*, *в*.

Сітка ниток являє собою систему штрихів, розташованих у площині зображення, яке передається об'єктивом зорової труби. Основні штрихи сітки використовуються для наведення труби в горизонтальної і вертикальної площинах. Подвійний вертикальний штрих називається бісектором ниток. Візування на спостережувану ціль бісектором здійснюється точніше, ніж однією ниткою. Точка перетинання основних штрихів сітки ниток називається перетинанням сітки ниток.

Уявна лінія, яка з'єднує перетинання сітки ниток і оптичний центрир об'єктива, називається візирною віссю труби, а її продовження до спостережуваної цілі – лінією візування. Лінія, яка проходить через оптичні центри об'єктива і окуляра, називається оптичною віссю труби. Зорова труба має також геометричну вісь, тобто лінію симетрії труби, яка проходить через центри поперечних перерізів циліндра труби.

Для правильної установки сітки ниток її оправа забезпечена виправними гвинтами 1: двома горизонтальними і двома вертикальними (рис. 50, *а*), які закриваються ковпачком. За допомогою кожної з пар виправних гвинтів сітку ниток можна переміщувати в невеликих межах в горизонтальній і вертикальній площинах, змінюючи тим самим положення візирної осі зорової труби.

При візуванні на ціль спостерігач повинен чітко бачити в полі зору труби штрихи сітки ниток і зображення спостережуваного предмета. Для виконання цієї умови повинні бути виконані дії, які складають установку зорової труби

для спостереження. Повна установка труби для спостереження складається з установки на око і по предмету.

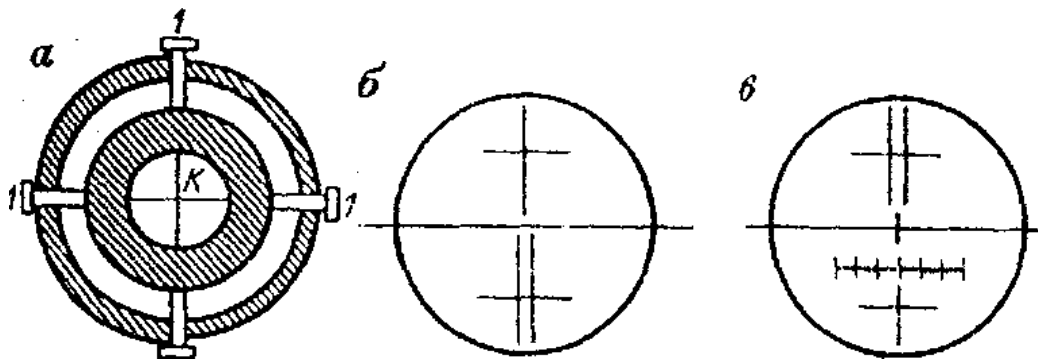


Рис. 50. Сітка ниток зорової труби:

а – схема закріплення оправи сітки ниток; *б* – сітка теодолітів Т15, Т5, Т 30 і Т60; *в* – сітка теодолітів Т15М і Т30М

Установка труби на око здійснюється переміщенням діоптрійного кільця до отримання чіткої видимості штрихів сітки ниток. Вона виконується кожним спостерегачем відповідно до гостроти його зору і періодично перевіряється.

Установка труби по предмету (фокусування) для отримання чіткого зображення візирної цілі здійснюється переміщенням фокусувальної лінзи за допомогою кремальєрного гвинта або кільця. При спостереженні предметів, розташованих на різних відстанях від приладу, фокусування необхідно здійснювати кожний раз наново. Перехрестя сітки ниток не повинно сходити зі зображення спостережуваної цілі при переміщенні ока відносно окуляра. У протилежному випадку має місце явище, яке називається паралаксом сітки ниток, що виникає при недостатньо ретельному фокусуванні труби внаслідок розбіжності зображення предмета з площиною сітки ниток. Паралакс усувається невеликим поворотом кремальєри, що сприяє підвищенню точності візування.

Технічні показники зорових труб. Оцінка якості зорових труб здійснюється по ряду технічних показників, до основних з яких належать збільшення труби, поле зору труби і яскравість зображення.

Видимим, або кутовим, збільшенням зорової труби Γ називається відношення кута β (рис. 49, б), під яким зображення розглядуваного предмета видно в трубу, до кута α , під яким предмет видно неозброєним оком, тобто

$$\Gamma = \frac{\beta}{\alpha}.$$

Практично збільшення зорової труби можна вважати таким, що дорівнює відношенню фокусних відстаней об'єктива і окуляра:

$$\Gamma = \frac{f_{OB}}{f_{OK}}.$$

Збільшення зорової труби можна визначити по вертикальній рейці, встановленої в 5-10 м від приладу (рис. 51, а). На рейку дивляться одночасно двома очима: одним – безпосередньо на рейку, іншим – через трубу. При цьому два видимих зображення рейки проектується одне на одне. Потім підраховують, скільки поділок рейки, видимих неозброєним оком, проектується на одно збільшену поділку, видиму через трубу. Це число і буде збільшенням зорової труби.

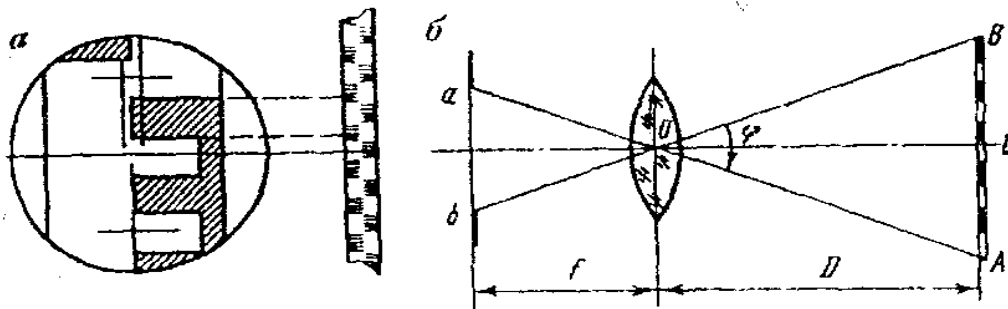


Рис. 51. Схеми дослідження зорової труби за допомогою рейок

Приймаючи похибку візування неозброєним оком такою, що дорівнює $60''$, і знаючи збільшення зорової труби

Γ , можна знайти межу похибки візування при спостереженні в зорову трубу:

$$m_v = \frac{60^{\parallel}}{\Gamma}.$$

Для отримання більшого збільшення в зорових трубах геодезичних приладів використовують довго фокусні об'єктиви і короткофокусні окуляри. Збільшення зорових труб, які використовуються в інженерній практиці, знаходяться в межах $15-30^x$, а у високоточних приладах – до 40^x .

Полем зору зорової труби називається кіничний простір, яке видиме оком через нерухомо встановлену трубу. Воно вимірюється (рис. 51, б) кутом φ між промінями, які йдуть із оптичного центру об'єктива до країв a і b діафрагми. Величина кута поля зору труби визначається за формулою

$$\varphi = \frac{38,2^o}{\Gamma},$$

тобто кут поля зору обернено пропорційний збільшенню труби і не залежить від розмірів об'єктива. Ці обставини обмежують застосування в геодезичних приладах труб із більшим збільшенням, оскільки ними тяжко відшукувати візирні цілі. Тому на трубах із більшим збільшенням часто встановлюють додаткову трубу-пошукач із малим збільшенням, але більшим полем зору.

На практиці для визначення кута поля зору труби на відстані D (рис. 51, б) від об'єктива встановлюють рейку і відраховують за нею кількість поділок l , видимих у трубу між краями поля зору. Тоді

$$\varphi = \frac{l}{D} \rho^{\parallel}.$$

Зорові труби геодезичних приладів мають кути поля зору від $30'$ до 2° .

Яскравість зображення або ступінь освітленості характеризується кількістю світла, отримане оком в одну секунду, на кожний квадратний міліметр видимого зображення. Відносна яскравість зображення I , яка визначається відношенням яскравості зображення при спостереженні неозброєним оком E_0 і з допомогою зорової труби E_1 , може бути знайдена з виразу

$$I = \frac{E_1}{E_0} = \tau \left(\frac{D_{BX}}{\Gamma d_{\Gamma L}} \right)^2,$$

де τ – коефіцієнт перепуску системи, яка враховує втрати світлового потоку на відбиття при переломленні променів на полірованих поверхнях і поглинання при їх проходженні через оптичні деталі; D_{BX} – діаметр вхідного отвору об'єктива; $d_{\Gamma L}$ – діаметр зіниці ока.

Для спостережень (особливо в підземних гірських виробках в умовах слабкої освітленості) вигідно застосовувати труби з більшим діаметром вхідного отвору і невеликим збільшенням. Однак збільшення діаметра вхідного отвору об'єктива веде до збільшення впливу хроматичної аберації, а зменшення збільшення – до зниження роздільної здатності труби і точності візування.

Застосування просвітленої оптики в сучасних геодезичних приладах зводить до мінімуму втрати яскравості зображення при проходженні променів через оптичну систему труби.

7.2.5. Рівні

Рівні служать для приведення осей і плоскостей геодезичних приладів у горизонтальне або вертикальне положення. В точних приладах за допомогою накладних рівнів мають незначні (порядку декількох секунд) кути нахилу осей. Рівні застосовуються також у вигляді самостійних приладів при монтажі технологічного обладнання і в буді-

вельній справі. За формою розрізняють циліндричні й круглі (сферичні) рівні.

Циліндричний рівень. Циліндричний рівень (рис. 52, а) являє собою скляну трубку (ампулу), внутрішня поверхня якої у вертикальному повздовжньому перерізі має вигляд дуги AB кола радіусом від 3,5 до 200 м. При виготовленні рівня ампулу заповнюють легкокорухомою рідиною (сірчанним ефіром або спиртом), нагрівають і запаюють. Після охолодження в середині ампули створюється невеликий простір, заповнений парами рідини, який називається бульбашкою рівня. Для захисту від пошкоджень ампула розміщується у металевій оправі, заповненої гіпсом. Юстування рівня, тобто його встановлення на приладі в потрібному положенні, виконується виправними гвинтами.

На зовнішній поверхні ампули наносяться поділки через 2 мм (рис. 52, а). Середній штрих 0 шкали вважається нульовим і називається нуль-пунктом рівня. Дотична uu до дуги AB внутрішньої поверхні рівня в нуль-пункті називається віссю рівня. Якщо бульбашка рівня знаходиться в нуль-пункті, то вісь рівня горизонтальна. При нахилі осі рівня його бульбашка зміщується. Центральний кут, який відповідає одній поділці ампули, називається ціною поділки рівня μ . Отже, за допомогою рівня можна вимірювати невеликі кути нахилу ліній, пов'язаних із його віссю. Якщо бульбашка відхиляється від нуль-пункта на n поділок, то кут нахилу осі рівня до горизонту $\nu = n\mu$.

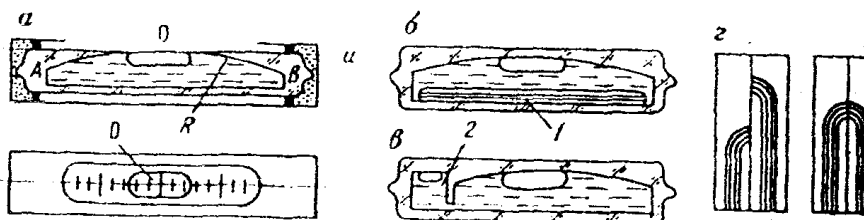


Рис. 52. Циліндричний рівень

У геодезичних приладах використовують циліндричні рівні з ціною поділки від 1" до 2'. Ціна поділки залежить від радіуса внутрішньої поверхні ампули рівня і служить мірою чутливості рівня, тобто здатності його бульбашки швидко і точно займати найвище положення. Крім того, чутливість рівня залежить від якості шліфування внутрішньої поверхні ампули, властивостей заповненої рідини, її температури і довжини бульбашки рівня (довга бульбашка володіє більшою чутливістю, ніж коротка).

Нормальна довжина бульбашки рівня становить 0,3 – 0,4 довжини ампули при температурі $+20^{\circ}$. Для збереження довжини бульбашки при зміні температури використовують компенсовані рівні (рис. 52, б) або рівні із запасною камерою – камерні рівні (рис. 52, в). Принцип будови компенсованої ампули ґрунтується на скороченні об'єму заповнювача шляхом розташування в ампулі скляної трубки 1 із запаяними кінцями. Запасна камера 2 камерного рівня відокремлюється від робочої скляної перегородкою з отвором знизу. Нахиляючи рівень, можна переміщувати частину парів заповнювача з однієї камери в іншу і тим самим регулювати довжину бульбашки. На деяких приладах встановлюють реверсні (обертні) рівні, які дозволяють спостерігати бульбашку при перевертанні рівня на 180° .

Для підвищення точності встановлення бульбашки в нуль-пункті використовують контактні рівні. В таких рівнях зображення кінців бульбашки за допомогою приземної системи передається в поле зору труби (рис. 52, г). Несуміщене положення кінців бульбашки рівня відповідає похилому положенню осі циліндричного рівня. При суміщених зображеннях кінців бульбашки рівня вісь рівня встановлюється горизонтально. Досвід показує, що точність контактного рівня звичайно в 3-4 рази вище точності циліндричного рівня.

Круглий рівень. Круглий рівень (рис. 53) являє собою циліндричний резервуар 1 зі скляною кришкою 3, внутрішня сторона якої є частиною сферичної поверхні, певного радіуса. Резервуар заповнений сірчанним ефіром або спиртом і розташований у металевій оправі 2, прикріпленій до приладу трьома гвинтами.

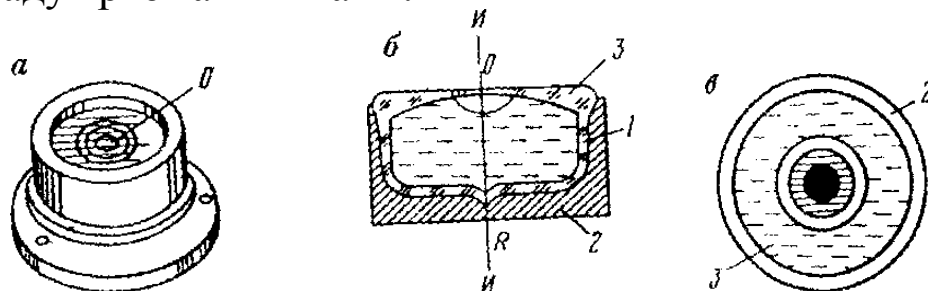


Рис. 53. Круглий рівень:

а – загальний вигляд; *б* – розріз; *в* – вигляд зверху

На зовнішній частині скляної кришки вигравіювано декілька кіл із загальним центром O , який є нуль-пунктом круглого рівня. Радіус внутрішньої сферичної поверхні кришки, яка проходить через нуль-пункт, називається віссю круглого рівня. Якщо бульбашка круглого рівня знаходиться в нуль-пункті, тобто розташована концентрично з колами, то його вісь займає вискове положення.

Круглі рівні відрізняються простою конструкцією і зручністю в роботі, але менш чутливі, ніж циліндричні. Звичайно ціна поділки круглого рівня складає 5' і більше. Тому круглі рівні використовуються для попереднього приведення осей приладів у вискове положення, а також у випадках, коли не потрібна велика точність при установці приладу.

7.2.6. Вертикальний круг теодоліта

Вертикальний круг служить для вимірювання вертикальних кутів нахилу і зенітних відстаней.

Вертикальний круг теодоліта складається з лімбу і алідади. Лімб вертикального круга жорстко закріплений на осі обертання зорової труби і обертається разом з нею. При цьому нульовий діаметр лімба повинен бути паралельним візирної вісі труби. Алідада вертикального круга при обертанні труби залишається нерухомою.

На алідаді вертикального круга закріплений циліндричний рівень, призначений для приведення ліній нулів (відлікових індексів) алідади при вимірюванні кутів нахилу в горизонтальне положення. З цією ціллю перед зняттям відліків по вертикальному бульбашка рівня повинна бути приведена до нуля-пункту за допомогою навідного гвинта алідади.

Рівень закріплюється на алідаді так, щоби його вісь U_2 – U_2 була паралельна лінії нулів (нульовому діаметрові) алідади ОО (рис. 54, а). При дотриманні цієї умови після встановлення на лімбі нульового відліку і приведенні бульбашки рівня до нуля-пункта візирна вісь зорової труби буде горизонтальна.

У деяких оптичних теодолітів (Т5К, Т15К) рівень при алідаді вертикального круга замінює спеціальна оптична система – компенсатор, який автоматично встановлює вказівник оптичного мікроскопа (індекс шкали) в необхідне положення.

У сучасних теодолітах використовуються дві основні системи цифрування вертикальних кругів: 1) азимутальна (кругова), при якій поділки круга підписані від 0 до 360° за рухом годинникової стрілки (теодоліт Т5) або проти руху годинникової стрілки (теодоліт Т30); 2) секторна, при якій вертикальний круг розмічений на чотири сектори, з яких два діаметрально протилежних сектори мають плюсове цифрування, а два інших – мінусове (2Т30, Т15, 2Т5, Т10В і ін.). Ця система надписів більш зручна, оскільки відліки

градусів однакові по обидва боки вертикального круга, що спрощує обчислення кутів нахилу.

Кут нахилу являє собою різницю двох напрямків у вертикальній площині. Один із напрямків повинен відповідати горизонтальному положенню візирної осі зорової труби. У випадку збігу нульових діаметрів лімба і алідади (відлікового пристрою) при горизонтальному положенні візирної осі труби і осі циліндричного рівня відлік по вертикальному кругу повинен дорівнювати нулю. Тоді відлік по вертикальному кругу при візуванні на спостережувану ціль дає значення кута нахилу ν . Але на практиці при горизонтальному положенні візирної осі труби IV і осі циліндричного рівня U_2U_2 відлік по вертикальному кругу може дорівнювати не нулю, а деякій величині, яка називається місцем нуля $МО$ (рис. 54, б). Як видно з цього рисунка, величина $МО$ являє собою кут, зумовлений непаралельністю нульового діаметра алідади $ОО$ й осі циліндричного рівня, тобто лінії горизонту. Отже, місцем нуля $МО$ вертикального круга називається відлік по вертикальному кругу при горизонтальному положенні візирної осі труби й осі циліндричного рівня.

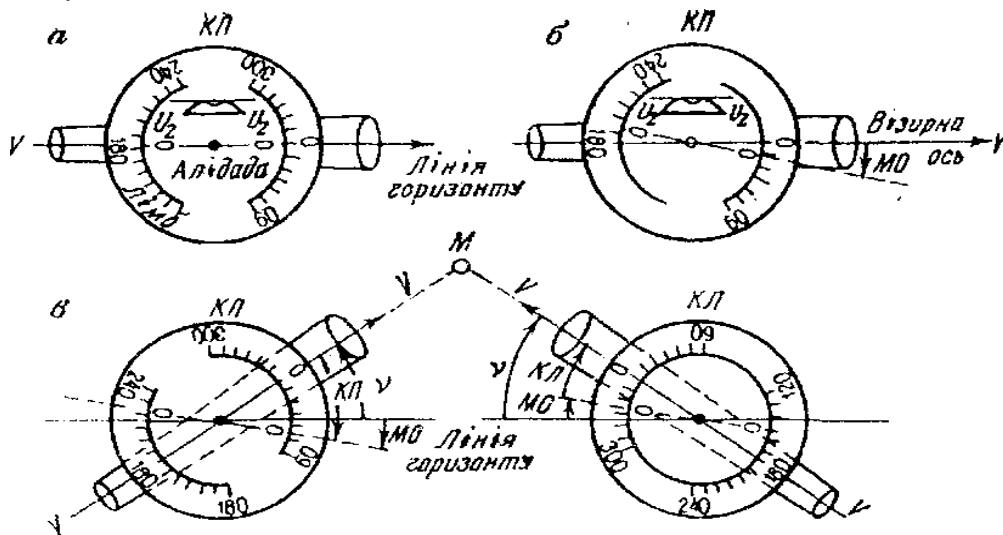


Рис. 54. Вертикальний круг

Якщо місце нуля заздалегідь невідоме, то кут нахилу ν і МО можна визначити за результатами двох відліків, отриманих при візуванні на спостережувану ціль при двох положеннях зорової труби: «круг право» (КП) і «круг ліво» (КЛ). При цьому вид формул, за якими обчислюють значення ν і МО, залежить від системи цифрування лімба вертикального круга.

1. При азимутальному цифруванні лімба вертикального круга за рухом годинникової стрілки, тобто теодоліта Т5 (рис. 26, в).

Як видно з цього рисунка, при візуванні на точку M при двох положеннях труби (КЛ і КП) кут нахилу можна визначити з відліків по вертикальному кругу і значення МО.

При «крузі ліво» $\nu = 360^\circ - \text{КЛ} + \text{МО}$ або $\nu = \text{МО} - \text{КЛ}$;
при «крузі право» $\nu = \text{КП} - \text{МО}$.

Розв'язуючи ці рівняння відносно ν і МО, отримаємо

$$\nu = \frac{\text{КП} - \text{КЛ}}{2};$$

$$\text{МО} = \frac{\text{КП} + \text{КЛ}}{2}.$$

Слід мати на увазі, що ці формули правдиві у тому випадку, якщо відліки беруться по стороні лімба, найближчого до окуляра. Якщо ж при КП і КЛ відліки здійснюється по одній стороні лімба, то відліки при КЛ збільшуються на 180° , тоді значення МО і кута нахилу ν визначається за формулами

$$\text{МО} = \frac{\text{КП} + (\text{КЛ} + 180^\circ)}{2};$$

$$\nu = \frac{\text{КП} - (\text{КЛ} + 180^\circ)}{2};$$

$$\nu = \text{МО} - (\text{КЛ} + 180^\circ) = \text{КП} - \text{МО}.$$

Для теодолітів із круговим цифруванням вертикального круга проти руху годинникової стрілки (теодоліт Т30) зна-

чення $МО$ і кутів нахилу можуть бути обчислені за формулами

$$МО = \frac{КЛ + КП + 180^0}{2};$$

$$v = \frac{КЛ - (КП + 180^0)}{2};$$

$$v = КЛ - МО = МО - (КП + 180^0).$$

2. При секторному цифруванні лімба вертикального круга від нуля в обидва боки – по ходу і проти ходу годинникової стрілки, тобто для теодолітів 2Т30, Т15, 2Т5 і ін.

Для вказаних теодолітів обчислення $МО$ і кутів нахилу можна виконати за такими формулами

$$МО = \frac{КП + КЛ}{2};$$

$$v = \frac{КЛ - КП}{2};$$

$$v = КЛ - МО = МО - КП.$$

Отже, особливістю вимірювання кутів нахилу є необхідність визначення місця нуля вертикального круга.

8. Перевірки і юстування теодоліта

Перед початком вимірювань теодоліт необхідно ретельно оглянути і перевірити, оскільки навіть прилади, які випускаються серійно, мають свої особливості. Насамперед здійснюють перевірку і регулювання його механічних деталей, беручи до уваги стан і роботу всіх гвинтів приладу: підйомних, затискних і навідних гвинтів лімба і алідади, навідного гвинта рівня вертикального круга, виправних (юстувальних) гвинтів рівнів, колонок, сітки ниток і т. ін. Обертання лімба і алідади повинно бути плавним, без заїдань і коливань. Горизонтальний і вертикальний кутомірні круги не повинні мати механічних ушкоджень. Зображення поділок шкал і сітки ниток повинні бути чіткими. Зорова

труба повинна бути врівноваженою і мати вільне обертання. Наявність пилу і бруду на оптичних деталях приладу не допускається. Після зовнішнього огляду теодоліта виконують його перевірку і юстування.

Відповідно до принципу вимірювання горизонтального кута конструкція теодоліта повинна задовольняти такі геометричні вимоги (рис. 14):

1. Вісь циліндричного рівня U_1U_1 повинна бути перпендикулярна до осі обертання теодоліта ZZ .

2. Візирна вісь зорової труби VV має бути перпендикулярною до горизонтальної осі теодоліта (осі обертання труби) HH .

3. Горизонтальна вісь теодоліта HH повинна бути перпендикулярною до осі обертання теодоліта ZZ .

Дії, які мають за мету встановити дотримання поставлених до конструкції приладу геометричних вимог, називаються перевітками. Для забезпечення виконання порушених умов здійснюють юстування (регулювання) приладу. Розглянемо основні перевірки і юстування теодолітів.

1. Перевірка циліндричного рівня.

Умова перевірки: Ось циліндричного рівня повинна бути перпендикулярна вертикальній осі обертання теодоліта.

Виконання цієї умови дозволяє за допомогою рівня встановлювати вісь обертання теодоліта у вискове положення, а отже, площину лімба – в горизонтальне положення.

Перевірка виконується так. Встановлюємо рівень за напрямком двох підйомних гвинтів, і одночасно обертаючи їх приводимо бульбашку рівня до нуля пункту. Повертаємо теодоліт на 180° і якщо бульбашка рівня відхилилася від нуля пункту не більше ніж на одну поділку, то умова вважається виконаною. В іншому випадку необхідно виправити положення циліндричного рівня. Для цього бульбашку рівня зміщуємо до нуля-пункту на половину недопустимо-

го відхилення підйомними гвинтами підставки, а на половину – виправними гвинтами рівня. Після цього перевірку виконуємо наново. Перевірка виконується до того часу, поки умова не буде виконаною.

2. Перевірка сітки ниток

Умова перевірки: Вертикальна нитка сітки ниток повинна знаходитись в колімаційній площині.

Дану перевірку можна виконати двома способами.

Перший спосіб: за допомогою нитки виска.

Для цього необхідно навести вертикальну нитку сітки ниток зорової труби на нитку виска, розташованого на віддалі 10-15 м від теодоліта. Якщо нитки збігаються, то умова вважається виконаною. В іншому випадку необхідно виправити положення сітки ниток за допомогою виправних гвинтів.

Другий спосіб: за допомогою віддаленої добре видимої точки.

Для цього наводять вертикальну нитку сітки ниток зорової труби на віддалену добре видиму точку, після цього пересуваючи трубу у вертикальній площині за допомогою навідного гвинта, спостерігають за положенням точки відносно вертикальної нитки сітки ниток. Якщо точка не виходить за межі нитки, то умова виконана. В іншому випадку виправляємо положення сітки ниток за допомогою виправних гвинтів сітки.

3. Перевірка положення колімаційної площини

Умова перевірки: візирна вісь зорової труби повинна бути перпендикулярною осі обертання труби (колімаційна похибка труби повинна бути близькою до нуля).

Зведення колімаційної похибки (c) до мінімуму необхідно тому, що коливання величин

$$КЛ - КП \pm 180^\circ = 2c \operatorname{seca} + 2i \operatorname{tga},$$

при інших рівних умовах буде тим менше, чим ближче до нуля величина c . Тому коливання різниці $КЛ - КП \pm 180^\circ$

буде відображувати точність спостереження у тому випадку, якщо колімаційна похибка труби незначна (значення величини $|2c|$ повинно бути менше $20''$).

t – нахил горизонтальної осі, зумовлений нерівністю підставок труби;

α – кут нахилу спостережуваного пункта;

$2c \sec \alpha$ – подвійний вплив колімаційної похибки на відлік по лімбу;

$2i \operatorname{tg} \alpha$ – подвійний вплив нахилу горизонтальної вісі на відлік по лімбу.

Для виконання даної перевірки необхідно при КЛ навести вертикальну нитку сітки ниток зорової труби на віддалену точку і зняти відлік по горизонтальному колу M_1 . Аналогічні дії виконують при КП і отримують відлік M_2 . Обчислюють значення подвійної колімаційної похибки за формулою

$$2c = КЛ - КП \pm 180^\circ.$$

Якщо значення $2c$ не перевищує допустиме, то умова виконана. В іншому випадку необхідно виправити значення $2c$. Для цього за формулою

$$M = \frac{M_1 + M_2 - 180^\circ}{2}$$

обчислюють правильний відлік M і навідним гвинтом алідади встановлюють його на лімбі горизонтального кола. При цьому вертикальна нитка сітки ниток труби відхиляється від спостережуваної точки. За допомогою виправних гвинтів сітки ниток труби переміщують її до суміщення вертикальної нитки зі спостережуваним предметом. Після цього перевірку виконують наново. Перевірка виконується до того часу, поки умова не буде виконана.

4. Перевірка положення горизонтальної осі теодоліта.

Умова перевірки: Вісь обертання зорової труби повинна бути перпендикулярною осі обертання теодоліта.

Розмірковуючи аналогічно тому, як це було зроблено при розгляданні колімаційної похибки, легко прийти до висновку, що неперпендикулярність горизонтальної і вертикальної осей теодоліта, як і колімаційну похибку, необхідно зводити до мінімуму для правильного міркування про точність вимірювань за величиною коливань КЛ – КП $\pm 180^\circ$ по напрямках із різними кутами нахилу.

Дану перевірку виконують так.

На відстані 15-20 м від стіни того чи іншого будинка встановлюють теодоліт і при КЛ візують на точку A розташовану вище горизонту приладу (не менше 30° , рис. 55). Нахиляючи зорову трубу до горизонту приладу, проектують цю точку на стіну будинку і відмічають точку a_1 . Аналогічні дії виконують при КП і відмічають точку a_2 . Якщо точки a_1 і a_2 не збігаються, то за допомогою високоточної лінійки вимірюють відстань між цими точками з точністю 0,1 мм і обчислюють кут нахилу i горизонтальної осі за формулою

$$i = \frac{103 d}{D \operatorname{tg} \alpha},$$

де d – відстань між точками a_1 і a_2 в міліметрах;

D – відстань від приладу до лінійки в метрах;

α – кут нахилу зорової труби.

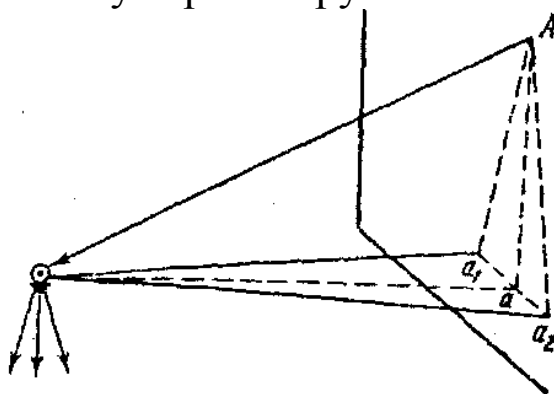


Рис. 55. Схема перевірки теодоліта

Нахил горизонтальної осі в приладах, призначених для вимірювання кутів державної тріангуляції, не повинні перевищувати 5". У технічних теодолітах 30".

У випадку недотримання умови, виправлення положення горизонтальної осі теодоліта в польових умовах не здійснюється. Її виконання допускається тільки в спеціальних майстернях.

5. Перевірка місця нуля

Умова перевірки: місце нуля МО вертикального круга повинно дорівнюватися нулю або бути близьким до нуля градусів.

Місцем нуля МО або місцем зеніту MZ називається відлік по вертикальному кругу, коли візирна вісь труби спрямована в зеніт місця спостереження, а бульбашка рівня при вертикальному крузі знаходиться в нуль-пункті.

Величина місця зеніту на точність вимірювання вертикального кута не впливає. Але за практичних міркувань зручніше обчислювати зенітні відстані, коли місце зеніту близьке до нуля. З іншого боку, значні відхилення місця зеніту від нуля, викликане неправильним встановлення контактного рівня, тягне за собою таке зображення зустрічних шкал, при якому утруднюється процес зняття відліків і знижується їх точність.

Для виконання цієї перевірки необхідно при КЛ навести горизонтальну нитку сітки ниток зорової труби на віддалену точку. Після цього приводимо бульбашку циліндричного рівня вертикального круга до нуль-пункта і робимо відлік вертикального кута по оптичному мікрометру. Аналогічні дії здійснюємо при КП. Обчислюємо значення МО (MZ) за формулою

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

Зенітна відстань обчислюється за формулами (рис. 56)

при КЛ $Z = KL - MZ - 90^{\circ};$

при КП
$$Z = 270^\circ - КП + МЗ = МЗ - КП + 270^\circ.$$

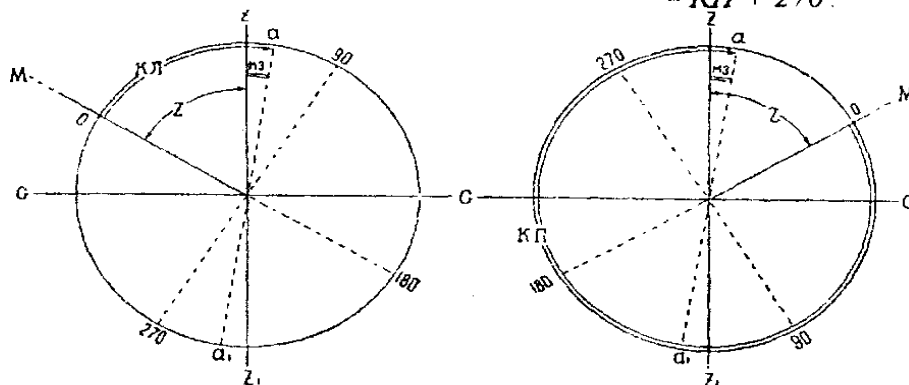


Рис. 56. До обчислення вертикальних кутів, виміряних теодолітом ТБ-1

Для виправлення МО необхідно при КЛ або при КП встановити значення Z . Виправними гвинтами циліндричного рівня вертикального круга привести бульбашку рівня до нуля-пункта. Перевірку виконують до того часу, поки умова не буде виконана.

9. Приведення теодоліта в робоче положення

Перед початком вимірювань теодоліт встановлюється над точкою в робоче положення. Повне встановлення приладу в робоче положення складається з його центрування над точкою, горизонтування і встановлення зорової труби для спостережень.

Центруванням називається дія, в результаті якої центр лімба горизонтального круга суміщається з висковою лінією, яка проходить через точку розташування приладу. Центрування може бути виконано за допомогою ниткового виска або за допомогою оптичного центрира.

При центруванні теодоліта за допомогою ниткового виска штатив встановлюється так, щоби висок розташувався приблизно над точкою, а головка штативу була близькою до горизонтальної. Потім, послабивши становий гвинт, теодоліт переміщують по головці штативу до положення, коли висок буде знаходитися над центром точки. Після цього

становий гвинт закріплюють. При centruванні за допомогою оптичного центрира теодоліт переміщують по головці штативу до того часу, поки в полі зору центрира центр точки не збіжиться з центром сітки ниток. Можна скористатися й іншим способом. Для цього не потрібно послабляти становий гвинт, а скористатися ніжками штативу. Спочатку необхідно послабити закріпний гвинт однієї з трьох ніжок штативу (в залежності від того, куди необхідно робити нахил) і змінюючи її довжину, здійснюємо поступовий нахил виска в бік точки, поки вони не збіжяться.

Горизонтування теодоліта полягає в приведенні осі його обертання у вискове положення, а отже, площини лімба – в горизонтальне положення. Горизонтування приладу виконується в такій послідовності. Спочатку розташовуємо вісь циліндричного рівня вертикального круга за напрямком двох підйомних гвинтів підставки й, одночасно обертаючи їх, приводимо бульбашку рівня до нуля-пункта. Повертаємо теодоліт на 180° за напрямком третього підйомного гвинта і, обертаючи його приводимо бульбашку рівня до нуля-пункта. Після цього знову повертаємо теодоліт у початкове положення. Якщо бульбашка рівня відхилилася більше ніж на одну поділку, то необхідно попередні дії виконати наново. Горизонтування виконується доти, поки бульбашка циліндричного рівня не буде відхилятися від нуля-пункта більше ніж на одну поділку.

Встановлення зорової труби для спостережень включає в себе встановлення труби і відлікового мікроскопа під око спостерігача і по предмету, тобто фокусування труби по спостережуваній цілі.

10. Вимірювання горизонтальних кутів

В залежності від конструкції приладів, умов вимірювань і поставлених до них вимог використовуються такі способи вимірювання горизонтальних кутів:

1. Спосіб прийомів (спосіб окремого кута) – для вимірювання окремих кутів при прокладанні теодолітних ходів, виносі проектів в натуру і т. ін.

2. Спосіб кругових прийомів – для вимірювання кутів із однієї точки між трьома напрямками і більше в мережах триангуляції і полігонометрії 2-го класу і більш низьких класів (розрядів).

3. Спосіб повторень – для вимірювання кутів, коли необхідно підвищити точність остаточного результату вимірювання шляхом послаблення впливу похибки відліку. Використовується при роботі з технічними повторювальними теодолітами.

В останні роки у зв'язку з широким розповсюдженням в геодезичної маркшейдерської практиці оптичних приладів із високою точністю відліку по кутомірних кругах спосіб повторень значною мірою втратив своє значення.

Спосіб прийомів. Якщо, наприклад, необхідно виміряти горизонтальний кут між точками 2 і 3 (рис. 57, а), то необхідно встановити теодоліт на точці 1 і при положенні вертикального круга КЛ навести вертикальну нитку сітки ниток зорової труби теодоліта на точку 2. Встановити відлік по горизонтальному кругу близький до 0° і записати його в журнал спостережень. Далі, при тому ж положенні вертикального круга, навести вертикальну нитку сітки ниток труби на точку 3, зняти відлік по горизонтальному кругу і записати його в журнал спостережень. У результаті ми отримаємо I півприйом спостережень.

При положенні вертикального круга КП виконуємо аналогічні дії. В результаті ми отримаємо II півприйом. В цілому I і II півприйоми складають повний прийом. Зразок журналу вимірювання горизонтальних кутів способом прийомів наведений в таблиці 12.

Таблиця 12

Журнал вимірювання горизонтальних кутів способом прийомів

Дата 30.10.11 р. Теодоліт ТБ-1 Спостерігав *Печенюк О.О.*Видимість добра № 412 537 Обчислював *Ранський М.П.*

Точки		Положен- ня верти- кального круга	Відліки по горизонта- льному кругу	Значення кутів	Середні значення кутів
Вста- нов- лення прила- ду	Візу- ван- ня				
І півприйм					
1	2	КЛ	0° 00' 10"		
	3	КЛ	136 44 58	136° 44' 48"	
II півприйм					
1	2	КП	180 00 16		
	3	КП	316 45 09	136 44 53	136° 44' 50"

Допустиме розходження між значеннями кутів із першого і другого півприймів залежить від того, з якою точністю виконуються спостереження. Це в першу чергу регламентується нормативними документами.

Спосіб кругових прийомів. Встановлюють теодоліт над точкою *С* (рис. 57, б) і, обертаючи теодоліт за рухом годинникової стрілки, послідовно візують на спостережувані точки 1, 2, 3 і повторно на точку 1 спочатку при КЛ, а потім при КП. При наведенні зорової труби на кожну точку беруть відліки по лімбу. Повторне наведення на початкову точку 1 (замикання горизонту) виконується, щоби переконатися в тому, що під час спостережень не було збою лімбу. Величина незамикавання горизонту не повинна перевищувати подвійної точності відлікового пристрою теодоліта.

Для послаблення впливу похибок поділок лімба і підвищення точності вимірювання кути вимірюють декілько-

ма прийомами з перестановкою лімба між прийомами на $\frac{180^0}{n} + 10'$, де n – кількість прийомів.

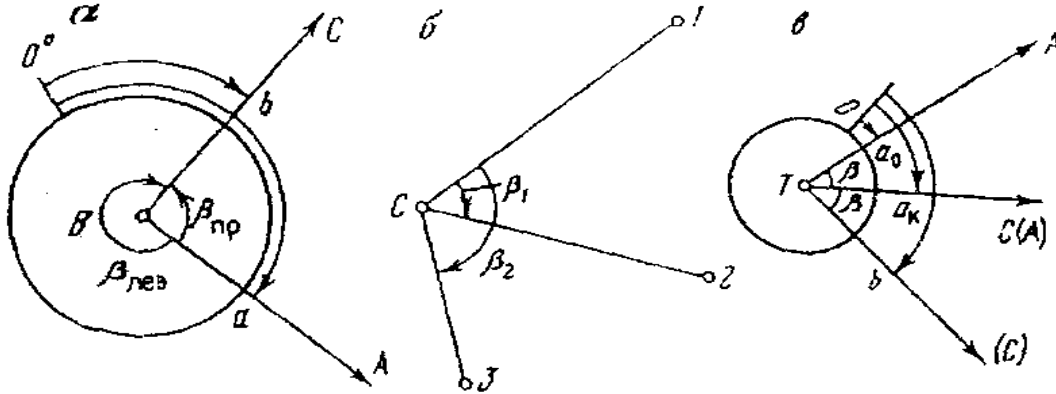


Рис. 57. Способи вимірювання горизонтальних кутів

Зразок журналу вимірювання горизонтальних напрямків круговими прийомами поданий у таблиці 13.

Таблиця 13

Журнал вимірювання горизонтальних напрямків круговими прийомами

Дата 30.10.11 р.

Пункт Муравльово, сигн.

Прийом I

Час 15 год. 30 хв.

Погода похмуро

Вітер слабкий

$t = + 10^{\circ}$

Видимість добра

Зображення чітке

Назва напрямку	Круг	Відлік по лімбу	Відліки по мікрометру		Середнє із відліків $\frac{a_1 + a_2}{2}$	$2c = \frac{KL - KP}{180}$	Середнє значення напрямку $\frac{KL - KP}{2}$	Остаточне значення напрямку в прийомі
			a_1	a_2				
Лісове	Л	0° 02'	14"	16"	15"			
	П	180 02	27	24	26	- 11"	20"	0° 00' 00"
Вишня	Л	56 26	26	26	26			
	П	236 26	33	35	34	- 8	30	56 24 08
ОРП -I	Л	70 01	00	02	01			
	П	250 01	10	08	09	- 8	05	69 58 43
Лужки	Л	134 43	49	51	50			
	П	314 44	01	03	02	- 12	56	134 41 34
ОРП-2	Л	174 32	39	42	40			
	П	354 32	47	49	48	- 8	44	174 30 22
Сухий	Л	217 02	31	31	31			
	П	37 02	38	40	39	- 8	35	217 00 13
Лісове	Л	0 02	18	21	20			
	П	180 02	27	26	26	- 6	23	—

Незамикання $\Delta_{\text{л}} = - 5''$ $\Delta_{\text{п}} = 0''$

Коливання $2c$ $\Delta_{\text{л-п}} = 6''$

Спосіб повторень. Сутність способу полягає в послідовному відкладанні на лімбі декілька разів величини вимірюваного кута β (рис. 57, в).

Теодоліт встановлюють на точці Т і приводять його в робоче положення, встановивши на лімбі відлік близький до 0° . Візують зорову трубу на задню точку А. Здійснюють відлік по горизонтальному колу a_o . Потім візують на передню точку С і здійснюють відлік a_k .

Переводять трубу через зеніт і повторно візують на задню точку А(С) при положенні вертикального кола КЛ. При цьому відлік по ГК не роблять, оскільки дорівнюватиме a_k . Потім знову візують на передню точку С і роблять остаточний відлік b . Цим закінчується вимірювання кута одним повним повторенням. Тоді величина горизонтального кута буде дорівнювати

$$\beta = \frac{b - a_o}{2}.$$

Отримане значення кута порівнюють з контрольним, яке визначається за формулою

$$\beta_k = a_k - a_o.$$

Розходження між остаточним і контрольним значеннями кута не повинно перевищувати 1,5 точності відлікового пристрою теодоліта.

Для підвищення точності кут може бути виміряний кількома повтореннями.

11. Вимірювання вертикальних кутів

Для вимірювання вертикальних кутів теодоліт встановлюють на даній точці і приводять його в робоче положення. При положенні КЛ наводять середню горизонтальну нитку сітки ниток зорової труби на верх візирної цілі і приводять бульбашку рівня при алідаді вертикального кола до нуля-пункта. Здійснюють відлік по вертикальному колу і записують його в журнал (табл.14). Аналогічні дії

виконують при положенні КП. Використовуючи виведені для даного теодоліта формули, обчислюють значення місця нуля (місце zenіту) і кут нахилу (зенітну відстань).

Таблиця 14

Журнал

вимірювання вертикального кута за однією ниткою

Спо- сте- режу- ваний пункт	Відліки по вертикальному кру- гу				Місце нуля (МО) або міс- це zenіту (MZ)	Верти- кальний кут	Ви- сота при- ладу	Ви- сота тич- ки
	КЛ		КП					
1	85° 47' 16"		274° 12' 41"					
	47 18	17"	12 40	40"	- 0° 00' 02"	- 4° 12' 42"	1,45	2,05
3	93 19 24		266 40 34					
	19 22	23	40 36	35	- 0° 00' 01"	+ 3 19 24	1,45	1,90

В нашому прикладі (табл. 14) вертикальні кути вимірювались теодолітом ТБ-1, тому

$$MO = \frac{85^{\circ}47'17'' + 274^{\circ}12'41'' - 360^{\circ}}{2} = -0^{\circ}00'02'',$$

$$\alpha = 85^{\circ}47'17'' - (-0^{\circ}00'02'') - 90^{\circ} = -4^{\circ}12'41''.$$

$$\text{Контроль } \alpha = 270^{\circ} - 274^{\circ}12'40'' + (-0^{\circ}00'02'') = -4^{\circ}12'42''.$$

Аналогічно обчислюються МО і кути нахилу на інші пункти (точки). Для отримання більш точних результатів вертикальні кути вимірюють кількома прийомами, при цьому до наступного прийому вимірювань переходять після того, як будуть закінчені вимірювання на всі пункти у попередньому прийомі.

Контролем вимірювань є постійність МО на даній станції. Коливання значень МО не повинні перевищувати 20" для теодолітів типу ТБ-1. У випадку недопустимих розходжень вимірювання повторюють. Якщо виконуються кілька прийомів вимірювань, то допустиме розходження в значеннях кута нахилу, отримане з різних прийомів, не по-

винно виходити за межі допуску, що передбачений для коливань значень МО.

При вимірюванні вертикального кута з використанням трьох ниток сітки зорової труби здійснюють послідовні наведення на візирну ціль кожною ниткою спочатку при КЛ, а потім при КП. Після кожного наведення бульбашку рівня при алідаді вертикального круга приводять до нуля-пункта і роблять відліки по вертикальному колу.

Висота горизонтальної осі приладу над маркою верхнього центру, а також висота геодезичного знаку вимірюється з точністю до 0,01 м.

12. Нитковий віддалемір. Визначення відстаней нитковим віддалеміром

Крім безпосередніх способів вимірювання відстаней за допомогою стрічки, рулетки, інварних дротів, застосовуються віддалемірні визначення відстаней. Існують багато різних віддалемірів. Найбільш простий – нитковий. Геометрична ідея його полягає в тому, що якщо перед оком на відстані f (рис. 58) розташувати той чи інший предмет (олівець, коробку сірників і т. ін.) із відомою довжиною p і через кінці предмета спостерігати на інший предмет місцевості також із відомою довжиною l (телеграфний стовп, вікно будинка, башта, вежа і т. ін.), то відстань до спостережуваного предмета на підставі подібності трикутників можна визначити за формулою

$$d = \frac{f}{p} l.$$

Ця формула показує, що чим більше значення l , тим більше буде d , якщо відношення $\frac{f}{p}$ постійне.

В зорових трубах величина p дорівнює відстані між віддалемірними штрихами (нитками) сітки (рис. 59), а l – відрізок рейки, який має назву віддалемірного відліку по

рейці (точніше, він дорівнює різниці відліків по рейці за віддалемірними штрихами сітки), видимій у трубі між цими штрихами.

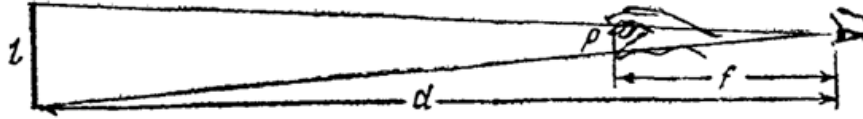


Рис. 58. Геометрична ідея ниткового віддалеміра

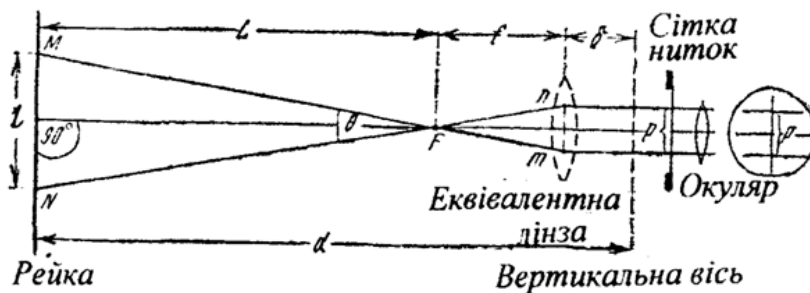


Рис. 59. Визначення віддалей за допомогою ниткового віддалеміра

При визначенні віддалі за допомогою ниткового віддалеміру промені йдуть від ока через окуляр і проходять через віддалемірні штрихи сітки паралельно оптичній осі (рис. 59). Зустрівши на своєму шляху еквівалентну лінзу, вони переломлюються і пройдуть через фокус еквівалентної лінзи F і відсічуть на рейці відрізок l , який має назву віддалемірного відліку. Кут Θ з вершиною в точці F вимірює основну частину L шуканої відстані і називається паралактичним кутом.

За допомогою ниткового віддалеміра відстань визначають швидко, але з малою точністю. Точність визначення відстаней нитковим віддалеміром значно менше точності визначення відстаней стрічкою. Вона характеризується відносною похибкою в середньому 1:300, здебільшого внаслідок малої точності відліку по рейці. Інша причина малої точності визначення відстаней по нитковому віддалеміру полягає в тому, що промені, які відсікають відрізок по рейці, проходять через шари атмосфери неоднакової щільності

і в різний час доби неоднаково заломлюються. Заважають відліку по рейці в жаркі дні і коливання шарів атмосфери, прилеглих до земної поверхні (конвекційні токи).

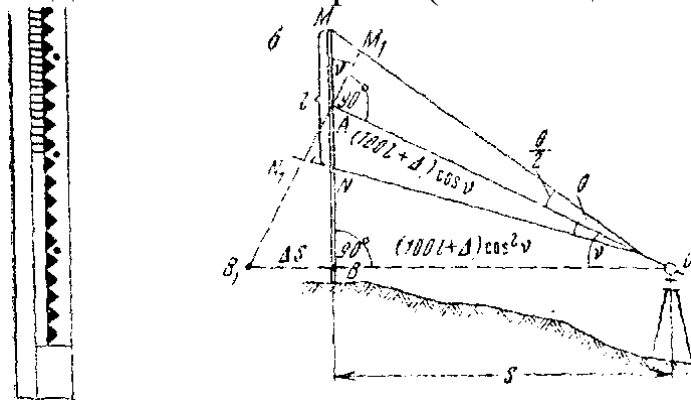


Рис. 60. Визначення похилих відстаней

Для складання плану місцевості необхідно знати не відстань між точками місцевості, а її горизонтальне прокладення. Горизонтальне прокладення ми отримаємо тільки в тому випадку, коли візирна вісь горизонтальна, а рейка вертикальна. Якщо ж візирна вісь нахилена (рис. 60), а рейка вертикальна, то отримаємо відстань, яка буде завжди більше горизонтального прокладення s і більше похилої відстані OA . Значення s можна обчислити за формулою

$$S = (100l + \Delta) \cos^2 \nu.$$

З цієї формули видно, що для отримання горизонтального прокладення лінії необхідно результат вимірювання відстані по віддалеміру $(100l + \Delta)$, який дорівнює OB_1 , двічі помножити на $\cos \nu$: один раз через неперпендикулярність осі рейки до візирної осі на кут ν , щоб отримати відстань OA , другий раз – через нахил візирної осі на кут ν , щоб отримати горизонтальне прокладення s , яке дорівнює OB .

Відстань приймають за горизонтальне прокладення і не вводять в нього поправку, якщо кут нахилу візирної осі менше $2,5^\circ$.

13. Прокладання теодолітних ходів і полігонів. Прив'язка їх до пунктів геодезичної мережі

Полігонометричні ходи, в яких кути вимірюють теодолітом малої точності, а довжини ліній – стрічками або оптичними віддалемірами такої ж точності, прийнято називати теодолітними ходами.

Як уже зазначалося вище, теодолітна зйомка складається із прокладання теодолітних ходів і полігонів по території зйомки та в зйомці ситуації місцевості.

При зйомці сільськогосподарських земель теодолітні ходи найчастіше прокладають по межах землеволодінь і землекористувань, а діагональні ходи – всередині. Перед прокладанням теодолітних ходів вершини кутів на місцевості закріплюють (позначають), як зазначалося вище.

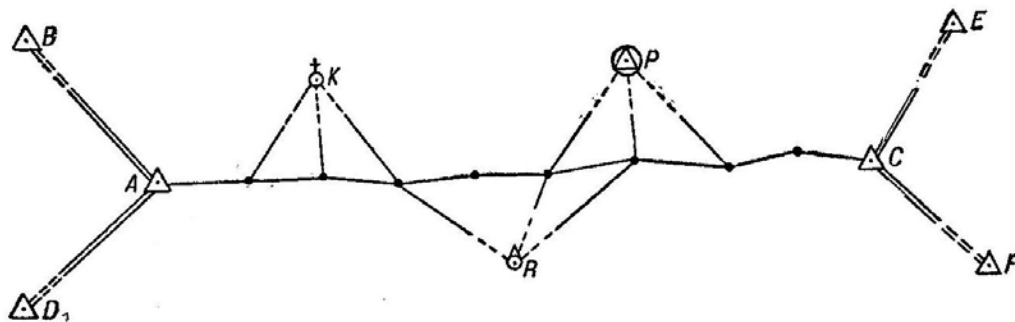


Рис. 61. Теодолітний хід між вихідними пунктами

В залежності від призначення геодезичної мережі, заданої точності і щільності шуканих і вихідних пунктів теодолітні ходи прокладаються або у вигляді відокремлених ходів між двома вихідними пунктами A і C (рис. 61), або у вигляді системи ходів, що перетинаються і спираються на декілька вихідних пунктів, наприклад A , B і C (рис. 62). Відокремлені ходи, які спираються на два вихідних пункти, часто називають розімкнутими.

Загальна точка D (рис. 62), в якій перетинаються або сходяться ходи, називається вузловим пунктом (точкою).

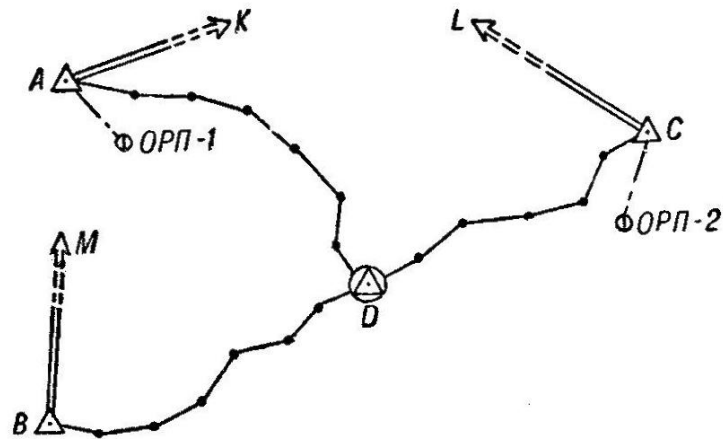


Рис. 62. Система ходів з одним вузловим пунктом (точкою)

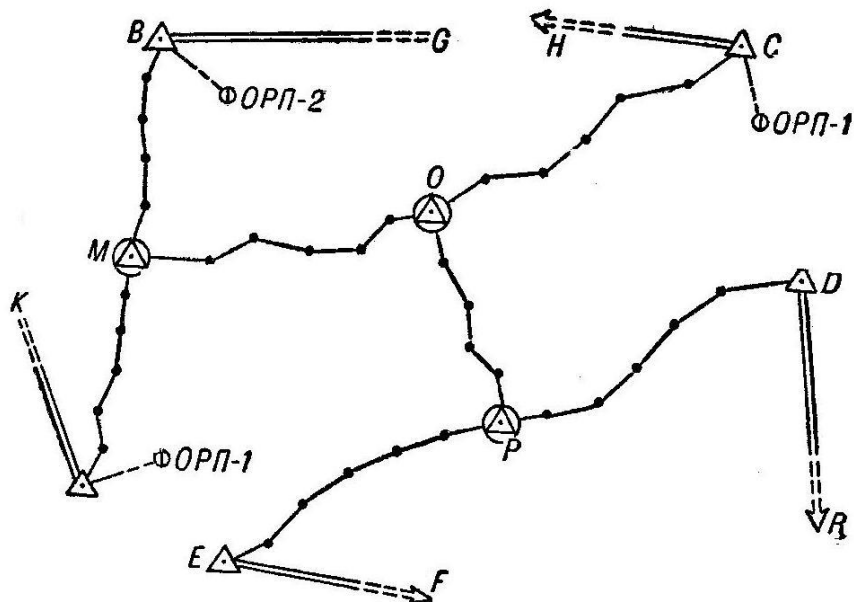


Рис. 63. Система ходів із трьома вузловими пунктами (точками)

Інколи доводиться прокладати теодолітні ходи, які створюють і більш складні системи, з декількома вузловими пунктами (точками) (рис. 63).

Теодолітні ходи, які прокладаються по межах землекористувань, часто мають форму замкнутої ламаної лінії, що спирається на один вихідний пункт (рис. 64). Такий хід прийнято називати полігоном або замкнутим ходом.

Теодолітний хід, який спирається тільки на один вихідний пункт, називається вільним або висячим теодолітним ходом (рис. 65).

Разом із прокладанням теодолітних ходів можна визначати координати бокових пунктів (рис. 61). У цьому випадку геодезичною основою забезпечується не тільки траса ходу, але й значна смуга прилеглої до неї місцевості.

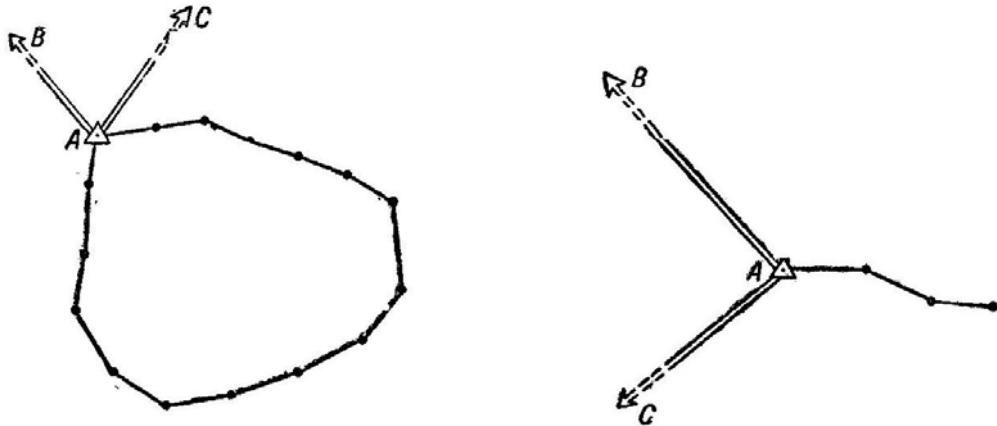


Рис. 64. Полігон (замкнутий хід) Рис. 65. Вільний (висячий) хід

Як бокові пункти, окрім спеціально встановлених для цієї цілі тичок, доцільно використовувати добре видимі з оточуючої території місцеві предмети (башти, вежі, труби і т. ін.).

При прокладанні теодолітного ходу вимірюють горизонтальні кути (ліві за рухом ходу) у вершинах кутів ходу і довжини ліній між цими вершинами. Кути вимірюють теодолітом одним повним прийомом. Якщо розходження значень кута при вимірюванні його у півприйомах недопустиме, то спостереження кута виконують заново.

Кожну лінію вимірюють двократно за допомогою стрічки або віддалеміра, який за точністю може замінити стрічку (нитковий віддалемір для цього непридатний). Для обчислення горизонтального прокладення вимірюють кут нахилу всієї вимірюваної лінії або її частини. При недопустимому розходженні результатів двократного вимірюван-

ня лінії вимірювання повторюють до отримання допустимого розходження між результатами вимірювань.

Усі відліки при вимірюванні кутів і ліній записують у польовий журнал.

Теодолітний хід прив'язують до пунктів геодезичної мережі, на початку і в кінці ходу. На початку теодолітного ходу теодоліт встановлюється на вихідному пункті, з якого видно інші геодезичні пункти (хоча б один) і вимірюється горизонтальний кут між геодезичним пунктом, який видно та першою точкою теодолітного ходу (рис. 66). В кінці теодолітного ходу теодоліт встановлюється на вихідний геодезичний пункт і вимірюється горизонтальний кут між останньою точкою теодолітного ходу і геодезичним пунктом, який видно з вихідного.

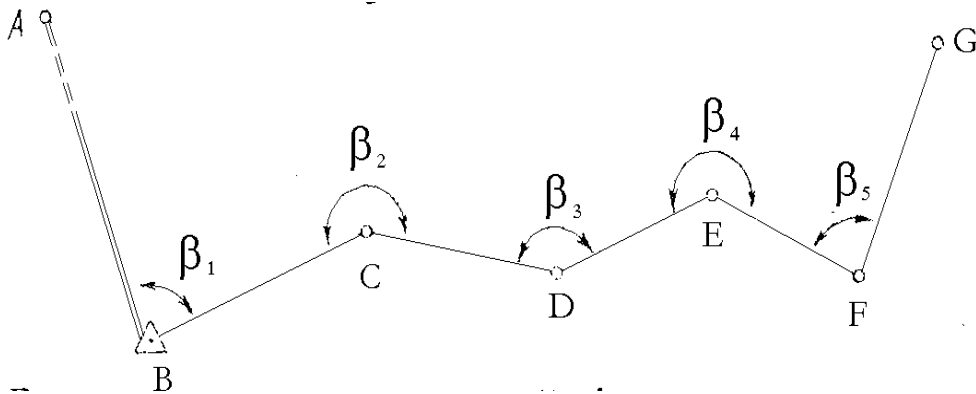


Рис. 66. Прокладання теодолітного ходу

Для підвищення точності й уникнення грубих помилок при прив'язці ходу вимірюють не по одному горизонтальному куту, а по кількох, якщо з вихідного пункту видно не один, а два-три геодезичні пункти.

14. Зйомка ситуації місцевості

Зйомка ситуації місцевості полягає у визначенні положення характерних точок контурів і місцевих предметів відносно вершин і сторін теодолітного ходу. Зйомка може

виконуватися одночасно з прокладанням теодолітного ходу або незалежно.

Результати вимірювань при зйомці заносять до схематичного креслення – абрису, масштаб якого обирається довільним, крім того робиться запис в журналі теодолітної зйомки. На абрисі показують взаємне розташування вершин теодолітних ходів, ліній і знімальних об'єктів з усіма числовими результатами вимірювань і пояснювальними підписами. Абрис ведеться олівцем чітко і охайно. Якщо числові результати вимірювань заносяться в теодолітний журнал, то на абрисі здійснюється тільки нумерація точок відповідно до запису в журналі.

В залежності від характеру місцевості і розташування контурів відносно теодолітних ходів застосовують той чи інший від зйомки ситуації, які ми розглянули в § 1 цього розділу.

Зйомка ситуації вимагає від виконавця ретельності і охайності при виконанні вимірювань і веденні записів і зарисовок в польових журналах. Під час зйомки виконавець повинен постійно вивчати ситуацію, форму контурів, обираючи оптимальні способи зйомки того чи іншого елементу ситуації, намагатися детально знімати контури місцевості і фіксувати їх на абрисі, не допускати пропусків в записах результатів вимірювань. Розмір абрису повинен забезпечувати чітке і зручне розташування на ньому всіх побудов і записів.

15. Камеральні роботи при теодолітній зйомці

15.1. Попередня обробка польових вимірювань

Перш ніж здійснювати обчислення полігонометричного (теодолітного) ходу, яке має на меті отримання координат й висот його точок, виконують попередню обробку польо-

вих вимірів та підготовку вихідних даних для наступних обчислень.

Попередня обробка польових вимірів має за мету отримання приведених до центрів пунктів і на площину в проекції Гаусса горизонтальних напрямків і довжин сторін полігонометричних ходів.

Попередня обробка матеріалів лінійних вимірів включає перевірку журналів, обробку матеріалів компарування робочих вимірювальних приладів і обчислення довжин ліній на площині.

При попередній обробці кутових вимірів перевіряють журнали й інші польові матеріали, приводять значення виміряних кутів до центрів пунктів і редукують їх на площину в проекції Гаусса.

У журналах виміри горизонтальних напрямків перевіряють усі обчислення, починаючи з виведення середніх із двох суміщень зображення штрихів лімба і закінчуючи виводом середніх значень кутів (напрямків) із прийомів. Усі знайдені помилки виправляються чорнилами. Під час перевірки контролюється дотримання вимогам щодо точності кутових вимірів.

У зв'язку з тим, що при прокладанні теодолітних ходів, довжини сторін ходу мають невелике значення (порівняно з довжинами сторін полігонометричного ходу в ДГМ), то приведення до центрів пунктів і на площину в проекції Гаусса горизонтальних напрямків і довжин сторін не здійснюється.

При прокладанні теодолітних ходів лише виміряні лінії приводяться до їх горизонтального прокладення.

Підготовка вихідних даних для обчислення теодолітного ходу полягає у виписці з каталогу геодезичних пунктів координат опорних пунктів, між якими прокладений хід і вихідних дирекційних кутів початкового і кінцевого напрямків.

Виписка вихідних даних повинна бути предметом особливої уваги обчислювача, тому що, як показує практика, на цьому етапі найчастіше допускаються помилки.

Якщо вихідними є пункти державної геодезичної мережі, то для контролю узгодженості дирекційних кутів із координатами доцільно розв'язувати обернені геодезичні задачі (за координатами обчислити відповідні дирекційні кути).

У теодолітних ходах дирекційні кути сторін урівнюються окремо від координат. При цьому до дирекційних кутів висуваються більші вимоги, ніж до координат. Тому як вихідні не дозволяється використовувати дирекційні кути, обчислені за координатами пунктів геодезичних мереж спеціального призначення.

15.2. Обчислення дирекційних кутів сторін ходів

Формули для обчислення дирекційних кутів

Використовуючи вихідний дирекційний кут α_0 і виміряні ліві по ходу горизонтальні кути β , здійснюють обчислення дирекційних кутів усіх сторін, починаючи з першої і закінчуючи дирекційним кутом α_{n+1} кінцевого напрямку CD (рис. 67).

Обчислення здійснюється за такими формулами:

$$\alpha_1 = \alpha_0 + \beta_1 \pm 180^\circ;$$

$$\alpha_2 = \alpha_1 + \beta_2 \pm 180^\circ;$$

$$\alpha_3 = \alpha_2 + \beta_3 \pm 180^\circ;$$

.....

$$\alpha_n = \alpha_{n-1} + \beta_n \pm 180^\circ;$$

$$\alpha_{n+1} = \alpha_n + \beta_{n+1} \pm 180^\circ.$$

При цьому слід пам'ятати: якщо сума $\alpha + \beta > 180^\circ$, то від отриманої суми необхідно відняти 180° , якщо сума $\alpha + \beta < 180^\circ$, то до отриманої суми необхідно додати 180° ,

якщо сума $\alpha + \beta > 540^\circ$, то необхідно від отриманої суми відняти 540° .

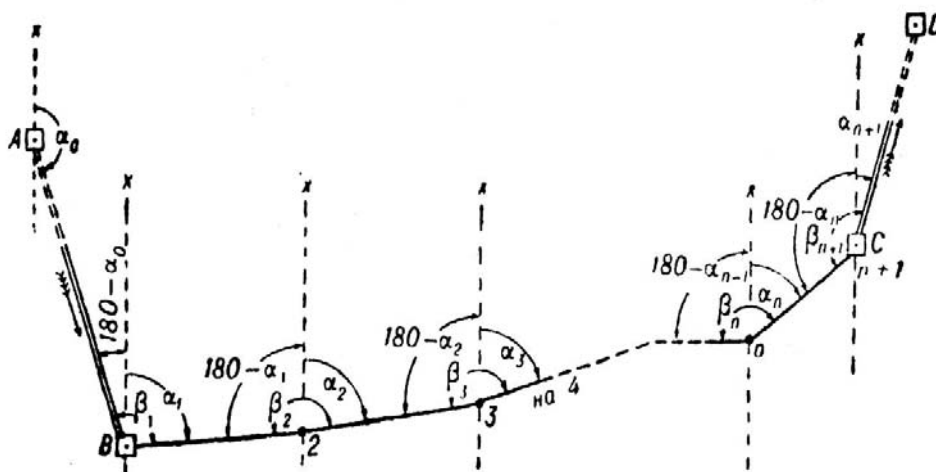


Рис. 67. Обчислення дирекційних кутів

Кутова нев'язка теодолітного ходу

Значення дирекційного кута вихідного кінцевого напрямку CD , обчислене за вищезазначеними формулами, як правило, не дорівнюватиме його значенню, взятому з каталогу (наданому значенню). Це викликано тим, що вимірювання кутів повороту β супроводжується помилками, які виникають через конструктивні особливості приладів, вплив атмосферної рефракції і кривизни Землі, досвід спостерігача і т. ін. Тому для кінцевого вихідного напрямку будемо мати два значення дирекційного кута: одне – обчислене і друге – вихідне, які в загальному випадку не будуть рівними між собою.

Різниця між обчисленим ($\alpha_{обч.}$) і наданим ($\alpha_{вих.}$) значеннями дирекційного кута вихідного кінцевого напрямку називається кутовою нев'язкою теодолітного ходу.

Отже,

$$\omega_\beta = \alpha_{обч.} - \alpha_{вих.},$$

де ω_β – величина кутової нев'язки теодолітного ходу.

Знак кутової нев'язки визначається за правилом: «є – мінус повинно бути», тобто значення величини, отриманої за результатами безпосередніх вимірювань, мінус вихідне або теоретичне її значення.

Зрозуміло, що величина кутової нев'язки не може бути якимось нескінченим числом, тобто вона повинна мати своє допустиме значення.

Допустиме значення кутової нев'язки обчислюється за формулою

$$\omega_{\text{доп.}} = \pm 1' \sqrt{n},$$

де n – кількість кутів у ході.

Значення числа перед коренем (у нас $\pm 1'$) буде залежати від того, з якою точністю ми прокладаємо полігонометричний (теодолітний) хід. Наприклад, для полігонометрії 4-го класу це значення дорівнює $\pm 5''$. Значення $\pm 1'$ прийнято для теодолітних ходів, які прокладаються з метою визначення координат межових знаків земельних ділянок.

Урівноваження кутів повороту

Розходження між обчисленим і наданим значеннями дирекційного кута вихідного кінцевого напрямку ходу пояснюється помилками вимірювань кутів β . Задача вирівнювальних обчислень полягає у проведенні таких виправлень усіх виміряних кутів, які б дозволили усунути це розходження, тобто щоби нев'язка ω_β дорівнювала нулю.

Отже, урівноваження кутів повороту полягає в усуненні кутової нев'язки ω_β шляхом знаходження таких поправок v_1, v_2, \dots, v_n до виміряних значень кутів $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$, щоби задовольнялось рівняння

$$v_1 + v_2 + \dots + v_n = -\omega_\beta,$$

тобто сума шуканих поправок до виміряних значень кутів повороту повинна дорівнюватися кутовій нев'язці ходу, зі зворотним знаком.

Виправлені кути повороту називаються врівноваженими кутами, а сам процес отримання урівноважених кутів – урівноваженням кутів повороту.

При урівноваженні теодолітних ходів застосовується спрощений спосіб врівноваження, при якому вважають, що

$$v_1 = v_2 = \dots = v_n = v.$$

Тоді

$$vn = -\omega_\beta,$$

звідси

$$v = -\frac{\omega_\beta}{n},$$

де n – кількість кутів повороту.

Отже, процес врівноваження кутів в теодолітному ході полягає в розподіленні кутової нев'язки ω , взятої зі зворотним знаком, порівну в усі виміряні кути.

Якщо кутова прив'язка ходу здійснена до двох вихідних сторін, наприклад BM і BA (рис. 68), то, перш ніж перейти до врівноваження кутів ходу, рекомендується ввести поправки в напрямки, виміряні по вихідним сторонам. Необхідність введення цих поправок викликана невідповідністю виміряного значення кута ABM $\beta_{\text{вим.}}$, (рис. 68) його значенню, обчисленому за дирекційними кутами напрямків BM і BA , поданим у каталозі. Ця невідповідність викликає розходження в шуканих значеннях дирекційних кутів сторін ходу. Наприклад, значення дирекційного кута напрямку BP_1 , обчислене за вихідним напрямком BA , не буде дорівнюватися значенню дирекційного кута того ж напрямку, але обчисленому за вихідним напрямком BM .

Якщо прийняти $\beta_{\text{обч.}}$ за істинне значення кута і вважати виміряні напрямки BA і BM рівноточними, то врівноваження напрямків, виміряних по вихідним сторонам, зведеться до знаходження різниці $\Delta = \beta_{\text{вим.}} - \beta_{\text{обч.}}$ і розподілу її порівну на виміряні напрямки M_{BA} і M_{BM} , щоби $\beta_{\text{вим.}}$ дорівнював $\beta_{\text{обч.}}$.

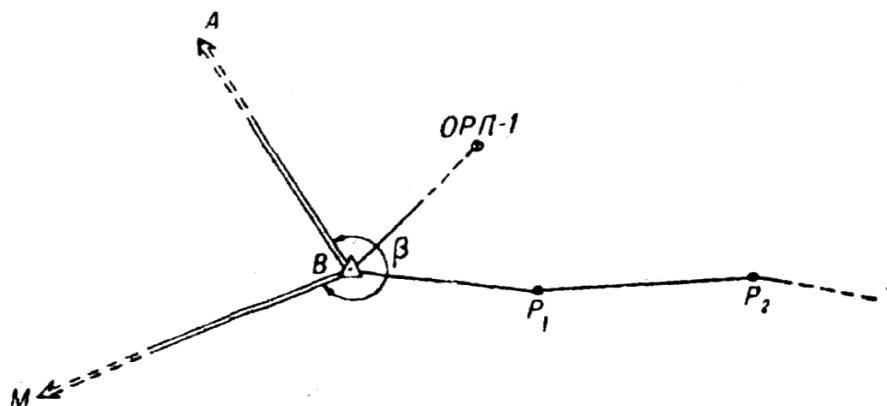


Рис. 68. Урівноваження напрямків на станції

Обчислення урівноважених значень дирекційних кутів

Після того, як отримані врівноважені значення вимірних кутів ходу, приступають до обчислення врівноважених значень дирекційних кутів його сторін. Обчислення здійснюється за формулою

$$\alpha_i = \alpha_{i-1} + \beta_i \pm 180^\circ,$$

де α_i — дирекційний кут з точки i на точку $i+1$;

α_{i-1} — дирекційний кут з точки $i-1$ на точку i ;

β_i — врівноважене значення дирекційного кута на точці i .

Якщо врівноваження кутів повороту виконано правильно, то обчислене значення α_n дирекційного кута кінцевого вихідного напрямку повинно дорівнювати його наданому значенню. Збіжність результатів, тобто відсутність нев'язки, служить контролем правильності врівноваження кутів повороту й обчислення дирекційних кутів.

Можна в цьому питанні рухатись і іншим шляхом. Після того, як обчислені значення дирекційних кутів і поправки до кутів поворотів, врівноважене значення дирекційних кутів може бути отримане шляхом введення поправок в їх обчислені значення. При цьому значення врівноваженого дирекційного кута збільшується (зменшується) не тільки на величину поправки для даного дирекційного кута, але й на суму попередніх поправок.

15.3. Обчислення координат точок ходу

Обчислення приростків координат

Приростки прямокутних координат обчислюється за формулами прямої геодезичної задачі.

$$\Delta x = d \cdot \cos \alpha;$$

$$\Delta y = d \cdot \sin \alpha,$$

де d – відстань між точками теодолітного ходу;

α – дирекційний кут сторони ходу.

Знак приростків координат визначається знаком косинуса і синуса дирекційного кута.

Визначення лінійної нев'язки ходу

На основі прямої геодезичної задачі координати точок повороту розімкнутого полігонометричного ходу (рис. 69) можна обчислити за формулами

$$\begin{aligned} x_2 &= x_a + \Delta x_1; y_2 = y_a + \Delta y_1; \\ x_3 &= x_2 + \Delta x_2; y_3 = y_2 + \Delta y_2; \\ x_n &= x_{n-1} + \Delta x_{n-1}; y_n = y_{n-1} + \Delta y_{n-1}; \\ x_b &= x_n + \Delta x_n; y_b = y_n + \Delta y_n. \end{aligned} \quad (2.1)$$

Підсумовуючи ці рівняння, отримаємо

$$\begin{aligned} \sum_2^n x + x_b &= \sum_2^n x + x_a + \sum_1^n \Delta x; \\ \sum_2^n y + y_b &= \sum_2^n y + y_a + \sum_1^n \Delta y, \end{aligned}$$

звідси

$$\begin{aligned} x_b &= x_a + \sum_1^n \Delta x; \\ y_b &= y_a + \sum_1^n \Delta y, \end{aligned} \quad (2.2)$$

або

$$\sum_1^n \Delta x = x_b - x_a;$$

$$\sum_1^n \Delta y = y_b - y_a. \quad (2.3)$$

Отже, різниця наданих координат кінцевого і початкового вихідних пунктів розімкнутого полігонометричного ходу повинна дорівнювати сумі приростків координат цього ходу.

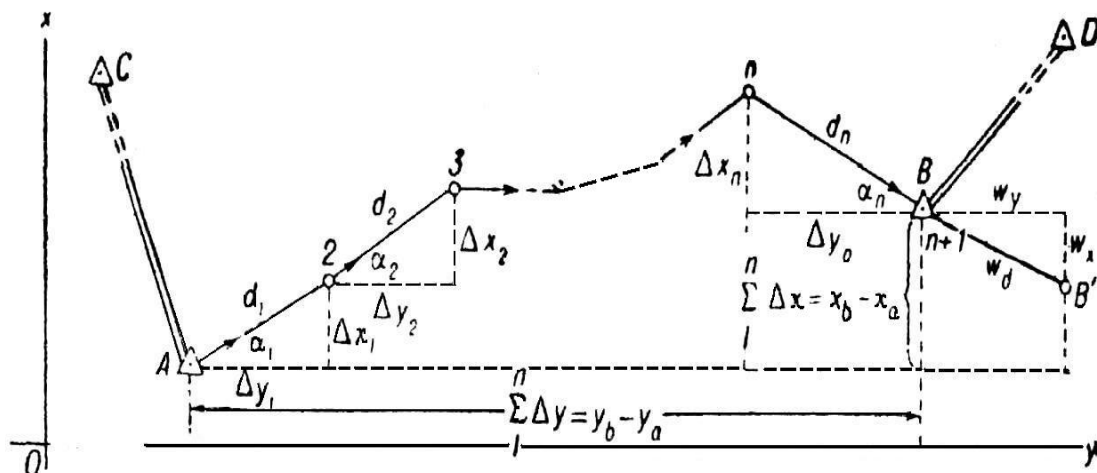


Рис. 69. Визначення лінійної нев'язки ходу

Рівняння (2.2) виражають геометричні умови, які повинен задовольняти розімкнутий полігонометричний хід, прокладений між двома вихідними пунктами. Ці умови називаються відповідно умовою абсцис і умовою ординат.

Унаслідок впливу помилок кутів і лінійних вимірів у ході ці умови задовольнятися не будуть, тобто величини правих частин рівнянь (2.2) не будуть дорівнювати вихідним координатам кінцевого пункту, а відповідатимуть координатам деякої точки B' , розташованої поблизу вихідного пункту B .

Звідси випливає, що рівняння (2.3) у загальному випадку не будуть задоволені, тобто практично будемо мати

$$\begin{aligned} \sum_1^n \Delta x - (x_b - x_a) &= \omega_x; \\ \sum_1^n \Delta y - (y_b - y_a) &= \omega_y. \end{aligned} \quad (2.4)$$

Застосовуючи позначення

$$\begin{aligned}\sum \Delta x_{вих} &= x_b - x_a; & \sum \Delta y_{вих} &= y_b - y_a; \\ \sum \Delta x_{обч} &= \sum_1^n \Delta x; & \sum \Delta y_{обч} &= \sum_1^n \Delta y,\end{aligned}\quad (2.5)$$

рівнянням (1.4) можна надати вигляд

$$\begin{aligned}\omega_x &= \sum \Delta x_{обч} - \sum \Delta x_{вих}; \\ \omega_y &= \sum \Delta y_{обч} - \sum \Delta y_{вих}.\end{aligned}\quad (2.6)$$

Величини ω_x і ω_y , які виражають різниці вихідних і обчислених значень координат кінцевого пункту ходу, називаються нев'язками приростків координат.

Відрізок $BB' = \omega_d$ (рис. 69) показує абсолютну лінійну нев'язку ходу, а проекції цього відрізка ω_x і ω_y на осі координат складають нев'язки приростків координат.

Зрозуміло

$$\omega_d = \pm \sqrt{\omega_x^2 + \omega_y^2}.$$

Величина абсолютної лінійної нев'язки ω_d залежить від точності кутових і лінійних вимірів, а також від кількості точок повороту і довжини ходу.

Для оцінки точності полігонометричного ходу лінійну нев'язку звичайно виражають у відносній формі, тобто визначають, яку частку всієї довжини ходу складає абсолютна нев'язка. Щоби отримати відносну лінійну нев'язку, потрібно поділити абсолютну лінійну нев'язку ходу на довжину цього ходу.

Відносну лінійну нев'язку хода прийнято виражати у вигляді простого дробу, чисельник якого дорівнює одиниці, а знаменник являє собою число N , що показує, в скільки разів абсолютна нев'язка менше від довжини ходу.

Отже,

$$\frac{1}{N} = \frac{\omega_d}{[d]},$$

де $[d]$ – довжина полігонометричного ходу, яка дорівнює сумі довжин його сторін.

Врівноваження приростків і обчислення координат точок ходу

Якщо відносна нев'язка ходу не перевищує встановленого допуску, то вважають, що польові вимірювання й обчислення приростків координат зроблені правильно і приступають до врівноваження обчислених приростків.

Урівноваження приростків зводиться до визначення таких поправок $v_{\Delta x}$ і $v_{\Delta y}$, при яких суми обчислених приростків $\sum_1^n \Delta x$ і $\sum_1^n \Delta y$ дорівнювали б різницям відповідних координат кінцевої і початкової точок ходу ($x_b - x_a$ і $y_b - y_a$), тобто виконувалися б рівняння:

$$\begin{aligned}\sum_1^n (\Delta x + v_{\Delta x}) &= x_b - x_a ; \\ \sum_1^n (\Delta y + v_{\Delta y}) &= y_b - y_a ,\end{aligned}$$

або

$$\begin{aligned}\sum_1^n \Delta x + \sum_1^n v_{\Delta x} - (x_b - x_a) &= 0; \\ \sum_1^m \Delta y + \sum_1^n v_{\Delta y} - (y_b - y_a) &= 0.\end{aligned}\quad (2.7)$$

Якщо врахувати вираз (2.4), то рівняння (2.7) отримають вигляд:

$$\begin{aligned}\sum_1^n v_{\Delta x} &= -\omega_x ; \\ \sum_1^n v_{\Delta y} &= -\omega_y .\end{aligned}\quad (2.8)$$

Але рівняння (2.8) невизначені: їх задовольняє будь-який підбір поправок, суми яких дорівнюють відповідним

нев'язкам із протилежними знаками. Щоби не створювати значних різниць довжин ліній і напрямків від фактичних на місцевості, при спрощеному способі врівноваження невіязки приростків координат розподіляється пропорційно довжинам сторін ходу.

Невіязки ω_x і ω_y поділяють на довжину ходу $[d]$, тобто отримують поправки до приростків Δx і Δy на одиницю довжини ходу. Збільшуючи ці поправки на число одиниць кожної сторони, отримують поправки до приростків по осі абсцис і осі ординат.

Отже, формули для обчислення поправок до приростків координат будуть мати такий вигляд:

$$\begin{aligned} v_{\Delta x_1} &= -\frac{\omega_x}{[d]} d_1; & v_{\Delta y_1} &= \frac{\omega_y}{[d]} d_1; \\ v_{\Delta x_2} &= -\frac{\omega_x}{[d]} d_2; & v_{\Delta y_2} &= -\frac{\omega_y}{[d]} d_2; \\ &\dots\dots\dots & &\dots\dots\dots \\ v_{\Delta x_n} &= -\frac{\omega_x}{[d]} d_n; & v_{\Delta y_n} &= -\frac{\omega_y}{[d]} d_n. \end{aligned}$$

Створивши алгебраїчні суми $\Delta x + v_{\Delta x}$ і $\Delta y + v_{\Delta y}$, отримують врівноважені значення приростків координат.

За врівноваженими значеннями приростків координат послідовно обчислюють координати всіх точок повороту, починаючи з початкового вихідного пункту. Ці обчислення здійснюють за формулами (2.1), які набувають вигляду:

$$\begin{aligned} x_i &= x_{i-1} + (\Delta x_{i-1} + v_{\Delta x_{i-1}}); \\ y_i &= y_{i-1} + (\Delta y_{i-1} + v_{\Delta y_{i-1}}), \end{aligned}$$

тобто координати наступної точки ходу дорівнюють координатам його попередньої точки, з доданими до них врівноваженими значеннями відповідних приростків.

Обчислення вважають правильними, якщо обчислені координати кінцевого вихідного пункту дорівнюють його наданим координатам.

Обчислення висот точок ходу

При прокладанні теодолітних ходів висоти пунктів звичайно визначаються із тригонометричного нівелювання. Слід зазначити, що при прокладанні теодолітних ходів висоти точок можуть і не визначатися. Це залежить від того, яка задача розв'язується. При складанні кадастрових планів здебільшого визначається тільки планове положення точок.

У тих випадках, коли визначається й висотне положення точок, то висоти точок обчислюються в такій послідовності.

Знаючи абсолютну висоту H_a початкової точки ходу й перевищення h_1, h_2, \dots, h_n , можна обчислити абсолютні висоти всіх точок ходу.

Для ходу, зображеного на рис. 70, маємо

$$H_2 = H_a + h_1;$$

$$H_3 = H_2 + h_2;$$

.....

$$H_b^I = H_n + h_n,$$

отже,

$$H_b^I = H_a + \sum_1^n h.$$

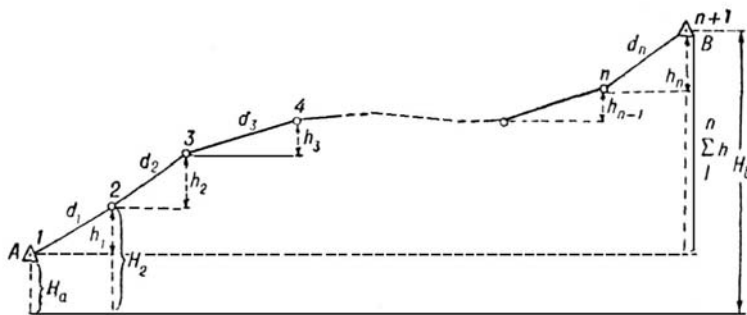


Рис. 70. Визначення висот точок полігонометричного ходу

Унаслідок помилок, які виникають при вимірюванні кутів нахилу і довжин, сторін висота H'_b пункту B , обчислена за останньою формулою, буде відрізнятися від її наданого значення H_b на величину ω_h , яка називається нев'язкою ходу по висоті. Отже, в дійсності будемо мати таке рівняння:

$$\sum_1^n h - (H_b - H_a) = \omega_h.$$

Допустиме значення висотної нев'язки при технічному нівелюванні визначається за формулою

$$(\omega_h)_{\text{доп.}} = \pm 50 \text{ мм} \sqrt{L},$$

де L — довжина ходу в км.

Якщо величина висотної нев'язки не перевищує допустимої величини, то виконується врівноваження обчислених перевищень точок ходу шляхом обчислення таких поправок до перевищень, які б усували нев'язку ходу по висоті.

При тригонометричному нівелюванні нев'язка ω_h збільшується пропорційно квадрату віддалення точки ходу від вихідного пункту. Але в теодолітних ходах для спрощення обчислень вона розподіляється пропорційно довжинам ліній. Тому при врівноваженні перевищень поправки Δh обчислюються за формулою

$$\Delta h_i = -\frac{\omega_h}{[d]} d_i,$$

де Δh_i — поправка до i -го перевищення;

ω_h — нев'язка ходу по висоті;

$[d]$ — довжина ходу;

d_i — довжина i -ї сторони ходу.

Остаточні висоти точок теодолітного ходу обчислюються за формулою

$$H_i = H_{i-1} + (h_{i-1} + \Delta h_{i-1}).$$

Контролем правильності обчислень служить тотожність обчисленого значення висоти кінцевого вихідного пункту її наданому значенню.

16. Побудова плану теодолітної зйомки

16.1. Побудова плану полігону (ходу) за виміряними кутами і горизонтальними прокладеннями

Для невеликих ділянок (землеволодінь і землекористувань) план можна скласти за виміряними на місцевості кутами і лініями. Кути на плані при цьому будують за допомогою транспортира, а лінії відкладають за допомогою масштабної лінійки. Але такий спосіб побудови плану має недолік, який полягає в тому, що похибка побудови кожного кута викликає поворот всієї наступної частини полігону або ходу і тим самим знижує точність побудови плану.

Цього недоліку можна уникнути, якщо будувати план за румбами. Для побудови плану полігону посередині аркуша, на якому будується план, проводять лінію ПнПд (рис. 71), яку приймають паралельною осьовому меридіану. Якщо план витягнутий із заходу на схід, то можна провести декілька ліній, паралельних осьовому меридіанові.

Починати побудову можна з будь-якої точки полігону, але необхідно правильно обрати її положення на аркуші з тим, щоби план полігону був розташований посередині аркуша. Для цього інколи попередньо будують полігон наближено, потім, наклавши його на аркуш, намічають положення вихідної точки.

Напрямки ліній за румбами будують за допомогою транспортира так. Центр транспортира прикладають до лінії ПнПд і повертають транспортир так, щоби на цій лінії по дузі транспортира отримати відлік, який відповідає величині румба.

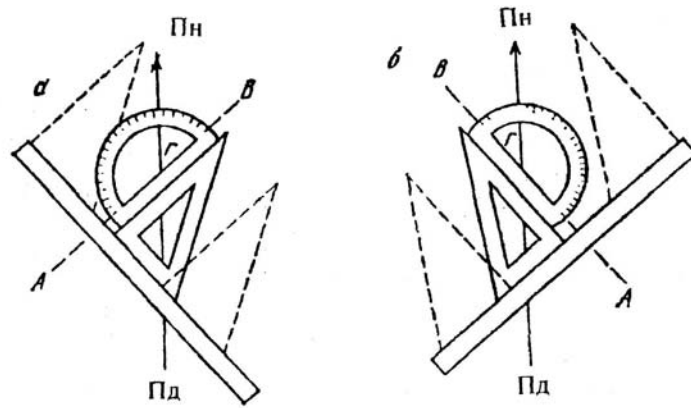


Рис. 71. Побудова плану полігону (ходу)

Для північно-східного і південно-західного напрямків, транспортір розташовують так, як зазначено на рис. 71, а, а для північно-західного і південно-східного напрямків – як зазначено на рис. 71, б. Для того, щоби передати напрямок AB до точок полігону, користуються лінійкою і трикутником, який пересувається по лінійці.

Нехай вихідною буде точка полігону I . Окресливши її положення колом, будують за допомогою транспортира румб лінії $I-2$, як показано на рис. 71, б, і передають цей напрямок за допомогою трикутника і лінійки до зазначеної точки (рис. 72). Потім у прийнятому масштабі відкладають довжину лінії $I-2$.

Після цього аналогічні дії виконують на точці 2. Продовжуючи в такій же послідовності, будують полігон (на рис. 72 побудований полігон показаний тонкими лініями), отримують положення точки I' , яке, як правило, не збігається з точкою I .

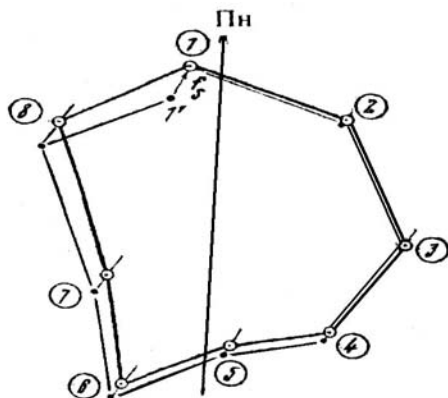


Рис. 72. Урівноваження способом паралельних ліній

Відрізок $I-I'$ є нев'язкою f_s у периметрі полігону, отримана в результаті похибок вимірювання кутів і ліній на місцевості, а головне, похибок побудови румбів транс-

портиром і відкладання ліній за масштабом.

Величина нев'язки в периметрі насамперед залежить від периметра полігону.

Нев'язку вважають допустимою, якщо вона не перевищує $\frac{1}{300}$ периметра полігону.

Полігони, нев'язка в периметрі яких допустима, врівноважують за способом паралельних ліній. Для усунення нев'язки необхідно точку I' пересунути в точку I (див. рис. 72). Це викличе переміщення решти точок паралельно нев'язці і в той самий бік. У зв'язку з тим, що нев'язка була отримана в результаті накопичення похибок вимірювань і побудов приблизно пропорційно периметру, поправка щодо положення точки визначається пропорційно відстані від вихідної до тієї точок, в положення якої вводиться поправка. Згідно з викладеним точка I залишиться на місці, а поправка в положення точки 2 буде

$$\frac{\delta_2}{f_s} = \frac{S_1}{\sum_1^n S},$$

звідки

$$\delta_2 = \frac{f_s}{\sum_1^n S} S_1,$$

для i -ї точки

$$\delta_i = \frac{f_s}{\sum_1^n S} (S_1 + S_2 + \dots + S_{n-1}).$$

Для точки I'

$$\delta_{I'} = \frac{f_s}{\sum_1^n S} (S_1 + S_2 + \dots + S_n) = f_s.$$

Поправки відкладають від відповідної точки паралельно напрямку нев'язки й отримують виправлене положення точок. З'єднавши їх прямими, отримаємо положення врівноваженого полігону.

Недоліком складання плану полігону (ходу) за румбами є те, що похибка побудови кожної точки полігону впливає на похибку положення наступних точок, хоча і менше, ніж при побудові полігону за внутрішніми кутами.

Цим і пояснюється, що для більшості ділянок використовують більш точний спосіб складання плану – за координатами точок, обчислених у результаті обробки теодолітних полігонів (ходів).

16.2. Побудова прямокутної координатної сітки

Координатну сітку будують для підвищення точності складання плану, зручності користування планом при проектуванні і перенесенні проекту в натуру, а також щоби при нанесенні точок на план за координатами або при користуванні планом не відкладати циркулем-вимірником відстані більше 10 см. Сторони квадратів координатної сітки вважають такими, що дорівнюють 10 см і лише для планів масштабом 1 : 25 000 – 8 см.

Існує кілька способів побудови координатної сітки, які застосовуються в залежності від розмірів планів і технічних можливостей.

При невеликих розмірах планів координатну сітку можна побудувати за допомогою циркуля-вимірника і масштабної лінійки (рис. 73). Для цього на аркуші картографічного паперу проводять дві діагоналі AB і CD . Від точки перетину цих діагоналей O відкладають рівні відрізки. Отримані точки a , b , c і d з'єднують прямими лініями. Від точок a і d , за допомогою циркуля-вимірника і масштабної лінійки, по лініях ac і db , відкладають відрізки довжиною 10 см. Отримані точки з'єднують між собою. Аналогічні

дії виконують по лініях ad і cb . Як результат отримаємо сітку квадратів. Циркулем-вимірником перевіряють правильність побудови координатної сітки шляхом вимірювання діагоналей її квадратів. Довжини діагоналей повинні дорівнюватися – 14,14 см або відрізнятися від цієї величини не більш ніж на 0,2 мм.

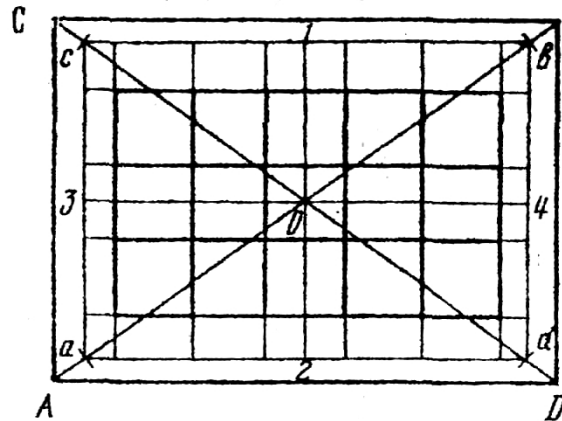


Рис. 73. Побудова координатної сітки за допомогою циркуля-вимірника

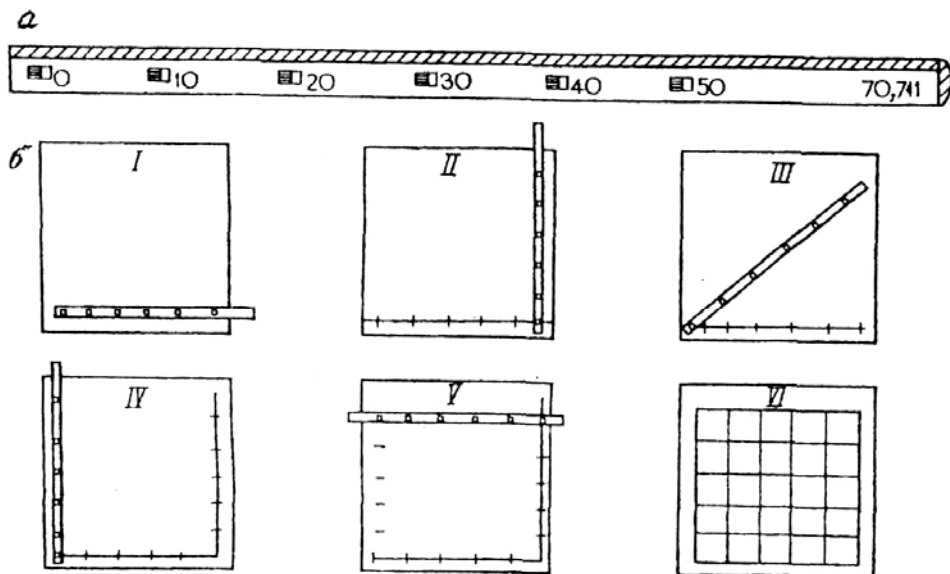


Рис. 74. Побудова координатної сітки за допомогою лінійки Дробишева (ЛД-1)

Координатні сітки 50 x 50 см зручно будувати за допомогою лінійки Ф.В. Дробишева ЛД-1 (рис. 74, а). ЛД-1 являє собою металеву лінійку з укісними ребрами для про-

креслення ліній. По довжині лінійки через 10 см розташовані шість прямокутних вирізів (вікон). Укісний край першого вирізу зроблений по прямій, а краї решти вирізів і укісний торець мають форму дуг кіл радіусів 10, 20, 30, 40, 50 і 70,711 см, центр яких знаходиться в точці перетину штриха з укісним ребром крайнього вікна O . Побудова прямого кута лінійкою Дробишева полягає в побудові прямого трикутника з катетами по 50 см і гіпотенузою 70,711. Порядок побудови координатної сітки такий (рис. 74).

У положенні *I* проводять пряму лінію, на якій за вікнами відмічають шість рисок. У положенні *II* суміщають штрих, нанесений посередині укісного краю першого вирізу, з кінцем лінії, отриманої в положенні *I*, і за вирізами роблять п'ять рисок. У положенні *III* суміщають середину укісного краю першого вирізу з однією з точок першої риси, отриманої в положенні *I*, і кінцем лінійки засікають останню дугу, отриману в положенні *II*. Так отримують перший прямокутний трикутник. Побудувавши другий прямокутний трикутник, як показано на рис. 74 (положення *IV* і *V*), з'єднавши точки, розташовані на протилежних сторонах побудованого в такий спосіб прямокутника, отримують сітку квадратів (положення *VI*).

При правильній побудові сітки 5 x 5 квадратів вершини малих квадратів повинні знаходитись на діагоналях великого квадрата або на лініях, паралельних до них. Розходження між діагоналями малих квадратів не повинні перевищувати 0,2 мм. При недотриманні зазначених умов сітку квадратів будують наново.

Побудову координатної сітки на планшеті найзручніше виконувати за допомогою спеціального приладу – координатографа.

У практиці топографічних робіт використовуються координатографи різних систем, які відрізняються як особ-

ливостями конструкції, так і точністю. Координатографи бувають польові і стаціонарні. За допомогою координатографів одночасно з побудовою координатної сітки можна за координатами наносити точки на план з точністю 0,05 мм.

Розглянемо будову координатографа на прикладі МК-2 (малий координатограф, модель 2).

Координатограф складається з таких основних частин:

- станини 1 (рис. 75), яка для встановлення приладу в горизонтальне положення має знизу чотири підйомних гвинтів, а зверху круглий рівень 2;
- рами 3, на якій за допомогою чотирьох затисків 5 закріплюється планшет 4. Рама з планшетом за допомогою гвинти для регулювання може бути повернута на деякий кут, що дозволяє враховувати величину зближення меридіанів при побудові координатної сітки;
- циліндричної спрямовуючої 6 (спрямовуючої Y), по якій переміщується велика каретка (каретка Y). На верхньому зрізі циліндричної спрямовуючої розміщена вимірювальна лінійка 9, яка має дві шкали з поділками через 1 мм. Одна зі шкал призначена для наближених відліків, інша – для точних;
- великої каретки (каретки Y), на якій для відрахування координат закріплений шкаловий мікроскоп 12 зі збільшенням 28^{\times} . Встановлення каретки на заданий відлік здійснюється за допомогою закріплюючого 10 і навідного 11 гвинтів;
- циліндричних спрямовуючих 17 і 18 (спрямовуючої X), жорстко скріплених із великою кареткою. За цими спрямовуючими переміщується мала каретка (каретка X). На циліндричній спрямовуючій 18 закріплена вимірювальна лінійка 19, яка має такі самі дві шкали, як і лінійка 9;

- малої каретки (каретка *X*), яка має шкаловий мікроскоп *16*, закріпний *14* і навідний *13* гвинти та голку *15* для наколювання точок на планшеті.

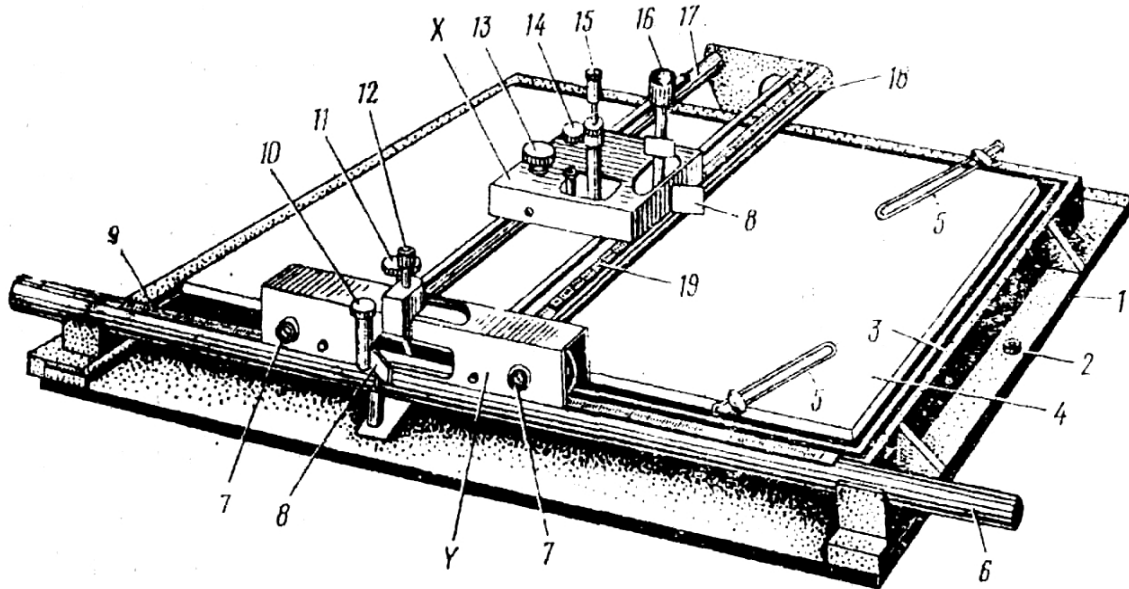


Рис. 75. Малий координатограф МК-2

1 – станина; *2* – рівень; *3* – рама; *4* – планшет; *5* – затискувачі; *6* – циліндрична спрямовуюча; *7* – ролики; *8* – дзеркало;

9 – лінійка; *10*, *14* – закріпні гвинти; *11*, *13* – навідні гвинти; *12*, *16* – шкалові мікроскопи; *15* – голка; *17*, *18* – циліндричні спрямовуючі; *19* – вимірвальна лінійка; *X*, *Y* – каретки.

Сутність зняття відліків по шкаловому мікроскопу полягає у тому, що в полі зору мікроскопа (рис. 76) на штрихи вимірвальної лінійки проектується шкала, яка складається із двадцяти поділок, проведених через 0,05 мм. Поділка з підписом 0 є нуль-пунктом шкали мікроскопа. Ціле число міліметрів відраховується по штриху лінійки, який знаходиться між нуль-пунктом і поділкою шкали з надписом 100, а соті частки міліметра – по шкалі мікроскопа. На рис. 76 відлік по мікроскопу дорівнює 135,27 мм. Поле зору освітлюється поворотом дзеркала *8* (рис. 75).

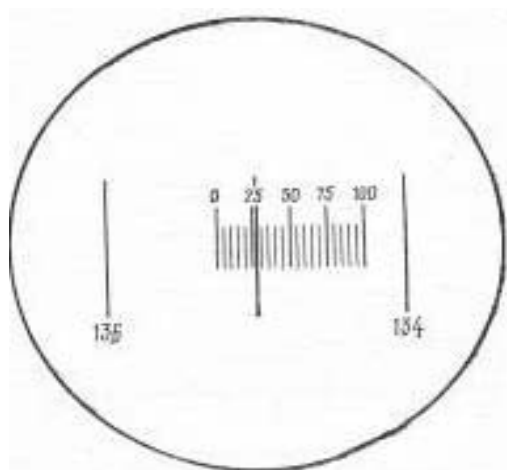


Рис. 76. Поле зору мікроскопа координатографа МК-2

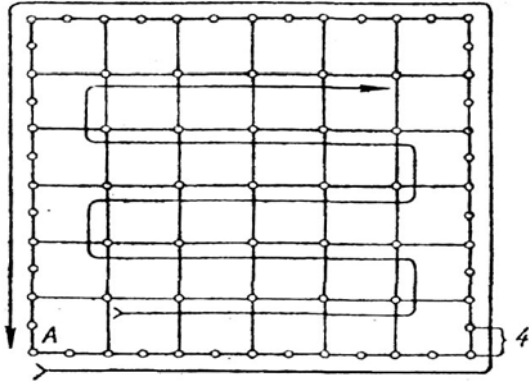
Максимальний розмір робочої площі, яку забезпечує координатограф МК-2, становить 60 х 60 см. Похибка нанесення точок за координатами при ретельному регулюванні координатографа не перевищує 0,1 мм. Для забезпечення зазначеної точності перед роботою перевіряють взаємну перпендикулярність спрямовуючих X і Y приладу.

З цією метою на планшет наносять за допомогою координатографа чотири вершини квадрата розміром 60 х 60 см і потім контрольною лінійкою перевіряють тотожність його діагоналей. Неперпендикулярність спрямовуючих виправляють за допомогою виправних гвинтів роликів 7 великої каретки.

Для побудови координатної сітки планшет закріплюють у рамі координатографа так, щоби кути рамки трапеції після їх нанесення розташовувалися симетрично відносно країв планшета. З цією метою при орієнтуванні планшета на рамі координатографа необхідно врахувати величину зближення меридіанів. Після цього голку малої каретки встановлюють над планшетом поблизу його лівого нижнього кута, суміщають нуль-пункти шкал мікроскопів із найближчими штрихами вимірювальної лінійки, надписи яких виражаються цілим числом сантиметрів, і роблять пе-

рше наколювання (точка *A*, рис. 77). Потім послідовно наколюють нижній правий, верхній і лівий ряди точок основного квадрата, точки наколювання обводять олівцем.

Рис. 77. Побудова координатної сітки на координатографі



Побудову основного квадрата закінчують повторним нанесенням точки *A*. Збіг повторного наколювання в точці *A* з першим наколюванням служить контролем нерухомості планшета в процесі побудови сітки. Відстань між наколюваннями

основного квадрата обирають у залежності від масштабу зйомки.

Після побудови основного квадрата всередині його наколюють ряди точок з подвійними відстанями між наколюваннями.

Побудова координатної сітки завершується прокресленням її ліній. Для цього відповідні наколювання на протилежних сторонах основного квадрата з'єднують прямими лініями. Товщина прокреслених ліній, а також діаметри наколюваних точок не повинні перевищувати 0,1 мм. Контролем роботи служить точний перетин ліній сітки з раніше зробленими наколюваннями всередині основного квадрата.

Сьогодні широко використовуються електронні координатографи, які забезпечують побудову координатної сітки з будь-якою дискретністю, що задається на моніторі приладу.

16.3. Розрахунки для симетричного розміщення плану на планшеті (цифрування координатної сітки)

Після того, як буде побудована координатна сітка, необхідно здійснити розрахунки для симетричного розміщення плану на планшеті й виконати цифрування сітки. Для цього відшукуються мінімальні й максимальні значення координат x і y полігону. Наприклад, якщо мінімальне значення $x_{min} = 18\,326,47$ м і масштаб, в якому будується план, становить $1 : 500$, то цифрування координатної сітки необхідно починати з $x = 18\,300$ м (рис. 78). Якщо $x_{max} = 18\,483,91$ м, то $x = 18\,500$ м. Аналогічні розрахунки необхідно здійснити і по осі y . В нашому прикладі: $y_{min} = 41\,518,98$ м – $y = 41\,500$ м; $y_{max} = 41\,693,87$ м – $y = 41\,700$ м.

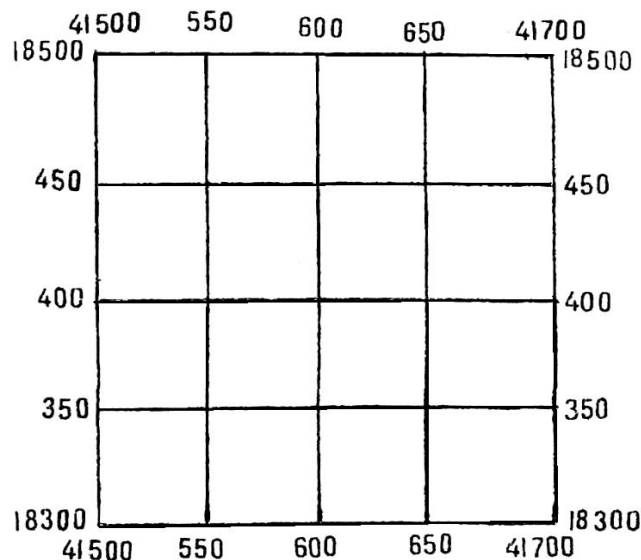


Рис. 78. Цифрування координатної сітки

Отже, якщо масштаб плану, який складається, становить $1 : 500$, то цифрування 10 см квадратів координатної сітки необхідно здійснювати через 50 м, $1 : 1000$ – через 100 м, $1 : 2000$ – 200 м, $1 : 5000$ – 500 м.

16.4. Нанесення ситуації на план

Ситуацію наносять на план після нанесення теодолітних полігонів (ходів).

Залежно від способу зйомки контурів ситуації застосовують відповідні способи їх нанесення на план. Матеріалами для нанесення ситуації є польові журнали й абриси.

Контури, зняті способом обходу (прокладанням теодолітного або бусольного ходів), наносять на план або за координатами, або за румбами.

Якщо замість теодолітного ходу прокладається бусольний хід, то всі магнітні азимути необхідно виправити на різницю між дирекційними кутами і магнітними азимутами. Для цього достатньо порівняти дирекційні кути двох трьох ліній полігону, обчислені у відомості координат, із магнітними азимутами цих ліній, записаними у польовому журналі, і взяти середні значення різниць. Після цього виправлені магнітні азимути переобчислюють на румби і за ними будують хід.

Якщо зйомка ситуації виконувалась методом перпендикулярів, то для нанесення її на план користуються лінійкою, трикутником, циркулем-вимірником і масштабною лінійкою.

Трикутником користуються для побудови перпендикулярів. Відстані до основи перпендикулярів і довжини перпендикулярів відкладають за допомогою циркуля-вимірника і масштабної лінійки.

Точки контурів ситуації, знятих полярним методом, наносять на план за допомогою транспортира і циркуля-вимірника.

У деяких транспортирів на укісному ребрі нульового діаметра по обидва боки від центру нанесена шкала міліметрових поділок. У цьому випадку осі точки наносять, обертаючи транспортер за рухом годинникової стрілки, і відкладають по шкалі відстані.

Для нанесення на план точок, знятих полярним методом, існують круглі транспортири з рухомими радіусом

або транспорир, який являє собою квадрат, зроблений із паперу або металевого листа, з кругом посередині.

На колі нанесені і підписані градусні поділки. В центрі кола на гольці обертається лінійка з поділками, за допомогою якої відкладають відстані. Голку лінійки застромляють у точку полюса, а круг встановлюють по двох взаємно перпендикулярних напрямках, помічених на приладі штрихами $0, 90, 180$ і 270° .

Нанесення на план точок, знятих методом кутових засічок, здійснюється також за допомогою транспортира, побудовою кутів на кінцях лінії (базису), а методом лінійних засічок – побудовою трикутника за трьома відомими сторонами, з яких одна сторона є базисом, а дві інші беруться у розгин циркуля, і на перетину дуг, описаних із кінців базису, буде отримано положення відзнятої точки.

При теодолітній зйомці, з метою створення кадастрового плану, зйомка виконується, як правило, полярним методом. Межі земельних ділянок і кадастрові елементи наносяться на план за координатами. Координати межових знаків і кадастрові елементи визначаються шляхом розв'язання прямих геодезичних задач за обчисленими дирекційними кутами напрямків і відстаней на шукані точки. При цьому слід враховувати, що координати межових знаків у подальшому використовуються для обчислення площ земельних ділянок.

16.5. Оформлення плану

Побудований план оформлюють тушшю, відповідно до умовних знаків.

Підписують координатну сітку. Від точок полігону, які зображують межові знаки, там, де закінчується суміжне землекористування (землеволодіння) і починається інше, проводять стрілки, а поруч розташовують літери українського алфавіту, починаючи з букви *А*. Межі суміжних зем-

лекористувань розфарбовують смугами різних кольорів для кожного землекористувача (землевласника).

У верхній частині аркуша підписують «План землекористування (землеволодіння)», вказують назву землекористувача або землевласника (наприклад, ТОВ «Арніка», громадянина Ранського М.П. по вул. Залозецького, 111 і т. ін).

Під цим написом розміщують таблицю з наданням площ угідь, так звану експлікацію (склад угідь).

З лівої сторони плану розміщують опис суміжних земель, наприклад:

від *A* до *B* – землі громадянина Білоножко С.В. по вул. Залозецького, 113,

від *B* до *B* – землі ВКФ «Зірка» по вул. Залозецького, 109,

від *B* до *A* – землі заводу «Гравітон» по вул. Кохановського, 42.

З правої сторони плану надають каталог координат межових знаків, зазначають масштаб зйомки, прізвище виконавця.

17. Обчислення площ

17.1. Способи обчислення площ

Залежно від господарського значення ділянок і контурів, їх розмірів, форми, наявності або відсутності планів і карт, природно-історичних умов місцевості застосовуються такі способи визначення площ.

1. *Аналітичний* – площі великих ділянок, обчислюють за координатами їх вершин. Слід зазначити, що сьогодні, площі ділянок, незалежно від їх розмірів, обчислюють за координатами їх вершин. Це насамперед пов'язано з високими вимогами до точності визначення площ ділянок, особливо в населених пунктах.

2. *Графічний* – площі обчислюють за результатами вимірювань ліній на плані (карті), коли ділянку, зображену на плані, розмічають на прості геометричні фігури, переважно трикутники, рідше прямокутники і трапеції. Вимірюють висоту й основу кожної з фігур, за якими обчислюють площу. Сума площ фігур дає площу ділянки. До графічного способу відносять визначення площі за допомогою палеток.

3. *Механічний* – площі визначають за планом (картою) за допомогою спеціальних приладів – планіметрів.

Іноді способи визначення площ застосовують комбіновано. Наприклад, частину лінійних величин для обчислення площі визначають по плану, а частину – за результатами вимірювань на місцевості.

Найбільш точний – аналітичний спосіб, тому що на точність визначення площ при цьому способі впливають тільки похибки вимірювань на місцевості, тоді як при графічному і механічному способах, окрім похибок вимірювань на місцевості, впливають похибки складання планів, визначення площ по плану і деформації паперу.

Менш точний механічний спосіб. Користуючись ним, можна швидко і просто визначити за планом площу будь-якої форми.

Графічний спосіб доцільно застосовувати тоді, коли межа ділянки – ламана лінія з невеликою кількістю поворотів.

17.2. Обчислення площі ділянки за координатами її вершин

Обчислення площ ділянок за координатами її вершин здійснюється за формулами

$$S = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n x_i (y_{i+1} - y_{i-1}), \quad S = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n y_i (x_{i-1} - x_{i+1}).$$

Для контролю доцільно обчислити площу за першою і другою формулами. Якщо вершинами багатокутника є точки теодолітного ходу, то площа обчислюється по координатах із помилкою не більше як 0,1 % від величини обчисленої площі.

Приклад обчислення площі земельної ділянки поданий в таблиці 15.

Таблиця 15

Обчислення площі земельної ділянки

№ то-чок	Координати		$y_{i+1} - y_{i-1}$	$x_{i-1} - x_{i+1}$	$x_i(y_{i+1} - y_{i-1})$	$y_i(x_{i-1} - x_{i+1})$
	X	Y				
1	6213,41	4248,62	+509,47	+910,37	+3165545,99	+3867816,19
2	5724,28	4261,14	-595,81	+1106,57	-3410583,27	+4715249,69
3	5106,84	3652,81	-411,79	+301,17	-7209785,64	+1100116,79
4	5423,11	2849,35	-1014,40	-1304,01	-5501202,78	-3715580,89
5	6410,85	2638,41	+902,32	-1211,54	5784638,17	-3196539,25
6	6634,65	3751,67	+1610,21	+197,44	+10683179,78	+740729,72
			+3022,00	+2515,55	+19633363,94	+10423912,39
			-3022,00	-2515,55	-16121571,69	-6912120,14
		
			0	0	+3511792,25	+3511792,25

$$S = 3511792,25 : 2 = 1755896 \text{ м}^2 = 175,5896 \text{ га}$$

Зауважимо, що даний спосіб непридатний для обчислення площ ділянок, обмежених кривими лініями.

17.3. Графічний спосіб обчислення площ

Цей спосіб полягає в розмічуванні заданої фігури на плані на прості геометричні, найчастіше всього трикутники, прямокутники і трапеції. Криволінійні контури розмічуються при цьому на такі частини, які можна прийняти за фігури, обмежені прямими. Виміривши за допомогою масштабу величини, необхідні для визначення площі, наприклад, основу і висоту трикутника або паралельні сторони і висоту трапеції, визначають площі геометричних фігур і беруть їх суму.

Площі, обчислені на основі даних, отриманих із вимірювань у натурі, визначаються значно точніше, ніж за допомогою даних, взятих із плану. Площа вузької смуги (дороги, канави тощо) обчислюється достатньо точно, якщо навіть її довжина буде взята графічно з плану, але ширина виміряна на місцевості.

За планом або топографічною картою площа визначається тим грубіше, чим дрібніше масштаб плану. Наприклад, при масштабі 1 : 100 000 площа трикутника в 20 га може містити похибку приблизно 1 га, при масштабі 1 : 10 000 – біля 0,1 га. Тому для визначення площ план повинен бути складений у достатньо великому масштабі. На точність визначення площ впливає також конфігурація ділянки. Площа витягнутої зі звивистими межами ділянки визначається грубіше, ніж площа ділянки такого ж розміру, але короткою межею.

Для визначення площ невеликих ділянок із криволінійними контурами на плані використовують прямолінійні і криволінійні палетки.

До прямолінійних належать відомі й найбільш розповсюджені квадратні й паралельні палетки.

Квадратна палетка являє собою сітку взаємно перпендикулярних ліній, проведених через 1-2 мм на прозорій основі. Інколи палетка являє собою сітку прямокутників.

Щоб визначити площу квадратною палеткою, спочатку підраховують кількість повних сантиметрових квадратів, обмежених потовщеними лініями, потім повних малих квадратів. Далі шляхом складання розташованих на межі ділянки часток неповних малих квадратів (із визначенням на око кожної частки від повного малого квадрата). Цією палеткою можна визначити площу з помилкою до 2%.

Для визначення площі паралельною палеткою її вигідно розташувати так, щоб крайні точки контуру знаходились посередині між двома лініями палетки. Тоді лінії палетки

всюди будуть середніми лініями трапеції (основа трапецій збігається з переривчатими лініями), сума площ яких і складає площу ділянки. Ця площа дорівнює сумі довжин усіх середніх ліній, помножених на відстань h між лініями.

$$S = h(ab + cd + \dots + mn).$$

Довжини середніх ліній вимірюють циркулем із допомогою поперечного масштабу, виражаючи їх в одиницях вимірювань на місцевості відповідно до масштабу плану (карти). Точність визначення площі паралельною палеткою становить десяті частки відсотка.

Криволінійні палетки складають у вигляді системи гіпербол (гіперболічні палетки) для визначення площ простих геометричних фігур, але ці палетки непридатні для визначення площ, обмежених довільними кривими лініями.

17.4. Планіметри

Планіметром називають механічний прилад, який дає можливість шляхом обводу плоскої фігури якої-небудь форми визначити її площу. Вони бувають найрізноманітніших систем: від дуже складних до простих. Планіметри поділяються на лінійні і полярні.

До лінійних відносять планіметри, в яких всі точки приладу під час обводу фігури рухомі, наприклад, планіметр-сокірка (рис. 79) з обвідним шпилем b і лезом k . Перед обводом фігури встановлюють обвідний шпиль приблизно в центрі ваги фігури і натискуванням на лезо сокирки відмічають на папері точку k . Після цього ведуть обвідний шпиль до контуру, обводять контур, повертають шпиль у вихідну точку b і другим натиском на лезо відмічають точку k' . Площа контуру

$$P = kb \cdot kk',$$

де kb – довжина сокирки, а kk' – відстань, виміряна по плану. Планіметр-сокірка дає можливість визначити площу з відносною похибкою 1 : 50.

Найбільш розповсюджені полярні планіметри (рис. 80), які складаються з двох важелів (обвідного R і полюсного R_o), з'єднаних шарніром у точці a .

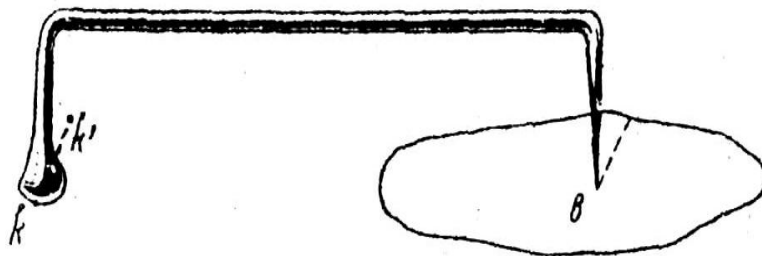


Рис. 79. Лінійний планіметр

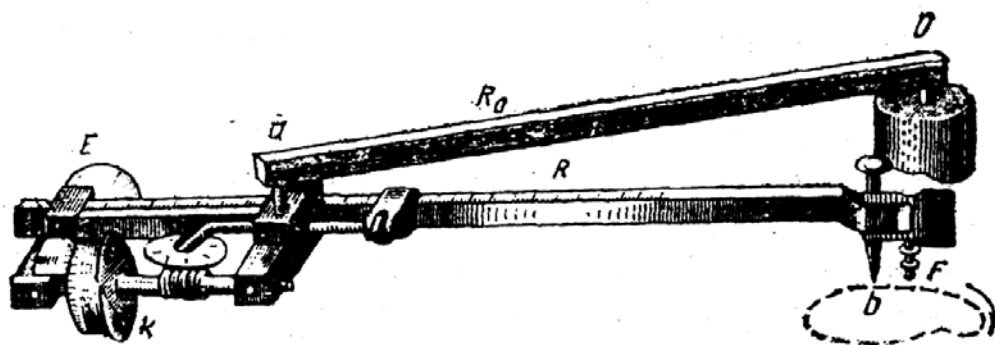


Рис. 80. Полярний планіметр

Обвід фігури здійснюється обвідним індексом b , розташованим на кінці обвідного важеля. Обвідний індекс являє собою кінець шпиля (рис. 80). Під час обводу одна точка планіметра O , розташована на кінці полюсного важеля, нерухома і називається полюсом. Полюс кріпиться до паперу, на якому зображена обвідна фігура, за допомогою голки або вантажу. Результат обводу (вимірювання площі) фігури визначається обертанням лічильного ролика k , який при обводі фігури торкається поверхні паперу. Для врахування результатів обводів на циліндричній поверхні лічильного ролика нанесені поділки (рис. 81). Поділкою планіметра називають 1 : 1000 кола обвідка лічильного ролика, який торкається паперу.

Відлік планіметра складається з чотирьох цифр: перша цифра – тисячі – відраховуються на циферблаті, друга цифра – сотні – відраховується на барабані, третя – десятки, четверта – одиниці – беруться по верньєру.

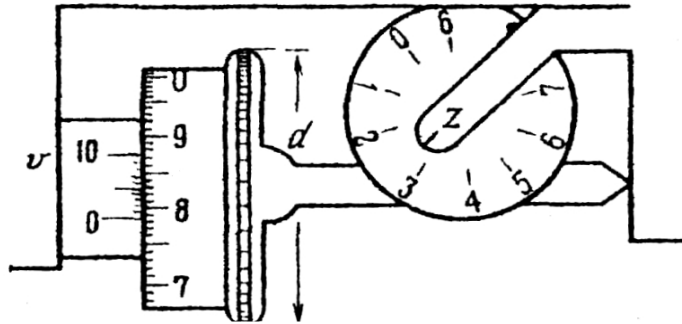


Рис. 81. Лічильний механізм планіметра

Щоб визначити площу ділянки, ставлять обвідну голку планіметра в будь-яку точку межі ділянки, розташовуючи обвідний і полюсний важелі приблизно під прямим кутом, і роблять відлік n_1 на лічильному механізмі. Далі ручкою тримача обертають обвідний важіль так, щоб опорний штифт линув по паперу, а вістря обвідної голки рухалося по межі ділянки, не торкаючись поверхні паперу, при цьому основа опорного штифта повинна розташовуватися на 0,5 мм нижче від вістря голки. Обводячи голку по всій межі ділянки і повертаючись у вихідну точку, здійснюють другий відлік n_2 . Далі обчислюють площу за формулою

$$S = C(n_2 - n_1),$$

де C – ціна однієї поділки планіметра, або площа, яка відповідає одній поділці планіметра.

Для визначення ціни поділки планіметра ретельно обводять кілька разів фігуру з визначеною площею (найбільш зручно дециметровий квадрат координатної сітки плану). У цьому випадку:

$$C = \frac{S}{(n_1 - n_2)_{\text{сеп.}}},$$

де $(n_2 - n_1)_{сер.}$ – середнє значення різниці відліків у кінці і на початку кожного обведення.

Різниця $n_2 - n_1$ відповідає обводу за напрямком руху годинникової стрілки. У випадку обводу в оберненому напрямку різниця дорівнюватиме $n_1 - n_2$.

Для контролю і підвищення точності визначення площі обводи однієї і тієї ж ділянки повторюють, дотримуючись при цьому такого порядку: обводять голкою спочатку за напрямком руху годинникової стрілки, потім – проти руху. З двох отриманих різниць відліків беруть середнє, якщо розходження між ними не більше трьох поділок, в іншому разі обводи повторюють. Ця операція має назву одного півприйому. Другий півприйом складається також із двох обводів ділянки, що виконуються після зміни положення лічильного механізму відносно лінії, яка з'єднує обвідну голку і полюс (полюс при цьому залишається у своєму початковому положенні); якщо в першому півприйомі лічильний механізм знаходився ліворуч від лінії, то в другому він повинен знаходитися праворуч.

Середнє з різниць, отриманих із двох півприймів, має назву одного повного прийому.

Особливо ретельно треба визначати ціну поділки планіметра – не менше ніж одним повним прийомом. Перед визначенням ціни поділки записують довжину обвідного важеля, визначаючи її по верньєру. За нульовий штрих верньєра на обвідному важелі приймають його перший штрих від обвідної голки. Дуже важливо знати й пам'ятати, що зі зміною довжини обвідного важеля змінюється й ціна поділки планіметра, й обводити ділянку можна тільки з тією ж довжиною важеля, яка була при визначенні ціни поділки.

На кожній земельній ділянці окремо визначають площу угідь. Після цього складають експлікацію (склад угідь).

Контрольні питання і завдання

1. Поясніть сутність топографічних зйомок місцевості.
2. Що є предметами зйомки?
3. Охарактеризуйте основні методи топографічних зйомок.
4. Надайте основні вимоги, щодо точності зображення на картах і планах контурів і рельєфу місцевості.
5. Охарактеризуйте геодезичну основу топографічних зйомок.
6. Дайте класифікацію планових і висотних геодезичних мереж.
7. Дайте загальну характеристику планових і висотних геодезичних мереж.
8. Які основні заходи передбачає програма побудови та модернізації ДГМ України?
9. Поясніть, що таке геодезичні знаки і центри?
10. Охарактеризуйте основні вимоги до геодезичних знаків і центрів.
11. Що собою являє центр пункту державної геодезичної мережі?
12. Охарактеризуйте основні вимоги до побудови геодезичної мережі України.
13. На основі яких нормативних документів будується ДГМ?
14. Які основні вимоги до щільності пунктів ДГМ і розрядних геодезичних мереж?
15. Поясніть сутність теодолітної зйомки.
16. Охарактеризуйте способи теодолітної зйомки.
17. Дайте характеристику основних приладів для виконання теодолітної зйомки.
18. У чому полягає компарування (еталонування) стрічки?
19. Як відбувається закріплення (позначення) точок на місцевості?
20. Поясніть процес провішування ліній.
21. Поясніть процес вимірювання ліній стрічкою.

22. Як визначити відстані, недоступні для вимірювання стрічкою?
23. Дайте класифікацію теодолітів.
24. Охарактеризуйте принципову схему будови теодоліта.
25. Що собою являє горизонтальний круг теодоліта?
26. Охарактеризуйте основні відлікові пристрої теодолітів.
27. Поясніть будову зорової труби теодоліта.
28. Що собою являє сітка ниток зорової труби?
29. Охарактеризуйте основні показники зорових труб.
30. Поясніть види і будову рівнів.
31. Що собою являє вертикальний круг теодоліта?
32. Поясніть основні перевірки теодоліта.
33. Поясніть процес приведення теодоліта в робоче положення.
34. Визначте способи і порядок вимірювання горизонтальних кутів.
35. Визначте порядок вимірювання вертикальних кутів.
36. Що таке нитковий віддалемір?
37. Як відбувається визначення віддалей нитковим віддалеміром?
38. Охарактеризуйте теодолітні ходи і полігони.
39. Як здійснити прив'язку теодолітного ходу до пунктів ДГМ.
40. Як відбувається зйомка ситуації місцевості?
41. Яка мета попередньої обробки польових вимірів?
42. Наведіть основні формули для обчислення дирекційних кутів.
43. Що таке кутова нев'язка теодолітного ходу?
44. Поясніть порядок урівноваження кутів повороту.
45. Як здійснюється обчислення врівноважених дирекційних кутів?
46. Поясніть порядок обчислення приростків координат.
47. Як визначається лінійна нев'язка ходу?

48. Обґрунтуйте порядок урівноваження приростків і обчислення координат точок ходу.
49. Поясніть порядок обчислення висот точок ходу.
50. Як здійснюється побудова плану полігону (ходу) за вимірними кутами й горизонтальними прокладеннями?
51. Поясніть порядок побудови прямокутної координатної сітки.
52. Обґрунтуйте порядок розрахунків для симетричного розміщення плану на планшеті.
53. Як здійснюється нанесення ситуації на план?
54. Поясніть порядок оформлення плану.
55. Охарактеризуйте способи обчислення площ.
56. Як обчислити площу земельної ділянки за координатами її вершин?
57. У чому полягає графічний спосіб обчислення площ?
58. Поясніть будову планіметра.
59. Як визначити ціну поділки планіметра?
60. Охарактеризуйте порядок визначення площі планіметром.

Розділ 3. Геометричне нівелювання

1. Види нівелювання

Рельєф місцевості має важливе значення в сільському господарстві, технологічні процеси якого пов'язані з обробкою землі. Рельєф враховують при землеустрої (розміщення полів сівозмін, лісових смуг і т. ін.), в меліорації (проектування каналів, гідротехнічних споруд, вертикального планування земель тощо) і у сільському будівництві (розміщення тваринницьких комплексів, птахофабрик, споруд культурно-побутового призначення і т. ін.).

Для відображення рельєфу на топографічних картах, планах і профілях необхідно знати висоти точок місцевості. З цією метою виконують нівелювання (вертикальну зйомку), під яким розуміють польові вимірювальні дії, в результаті яких визначають перевищення одних точок місцевості над іншими. Потім за відомими висотами вихідних точок визначають висоти інших точок відносно прийнятої рівневої поверхні.

В залежності від методу і застосовуваних приладів розрізняють такі види нівелювання:

- геометричне, яке виконується горизонтальним променем візування;
- тригонометричне, що виконується похилим візирним променем;
- барометричне, яке виконується за допомогою барометрів, дія яких ґрунтується на відомій залежності між атмосферним тиском і висотою над рівнем моря;
- гідростатичне, базується на властивостях вільної поверхні рідини у сполучених посудинах завжди знаходитися на однаковому рівні незалежно від висоти точок, на яких встановлені ці посудини;

- стереофотограмметричне, яке виконується за допомогою вимірювань на стереоскопічних парах аерофото-знімків;
- аерорадіонівелювання, виконуване за допомогою радіовисотомірів, встановлених на літаках;
- механічне, яке виконується за допомогою приладів, автоматично прокреслюючих профіль шляху, що пройдений.

2. Сутність і способи геометричного нівелювання

Геометричне нівелювання виконують за допомогою нівеліра і нівелірних рейок.

Нівеліром називають геодезичний прилад, який забезпечує при роботі горизонтальну лінію візування. Він являє собою сполучення зорової труби або з циліндричним рівнем, або з компенсатором. І рівень, і компенсатор служать для приведення візирної осі зорової труби в горизонтальне положення.

Нівелірні рейки являють собою дерев'яні бруски здебільшого із сантиметровими поділками, оцифрованими знизу (від п'ятки рейки) до верху.

Сутність геометричного нівелювання полягає у визначенні перевищення однієї точки відносно іншої горизонтальним променем нівеліра за відліками по рейках, прямовисно встановлених у точках, між якими визначають перевищення.

Геометричне нівелювання можна вести двома способами: вперед і з середини.

Для визначення перевищення h між точками A і B способом уперед (рис. 82) нівелір встановлюють у точці A так, щоб окуляр зорової труби зходився над цією точкою, а рейку встановлюють прямовисно в точці B . У точці A за допомогою нівелірної рейки або рулетки вимірюють висоту нівеліра i як прямовисну відстань від центра окуляра до

точки, на який встановлений нівелір. Після приведення візирної осі в горизонтальне положення роблять відлік по рейці. Як видно із рис. 82,

$$h = i - b,$$

тобто перевищення дорівнює висоті нівеліра мінус відлік по рейці.

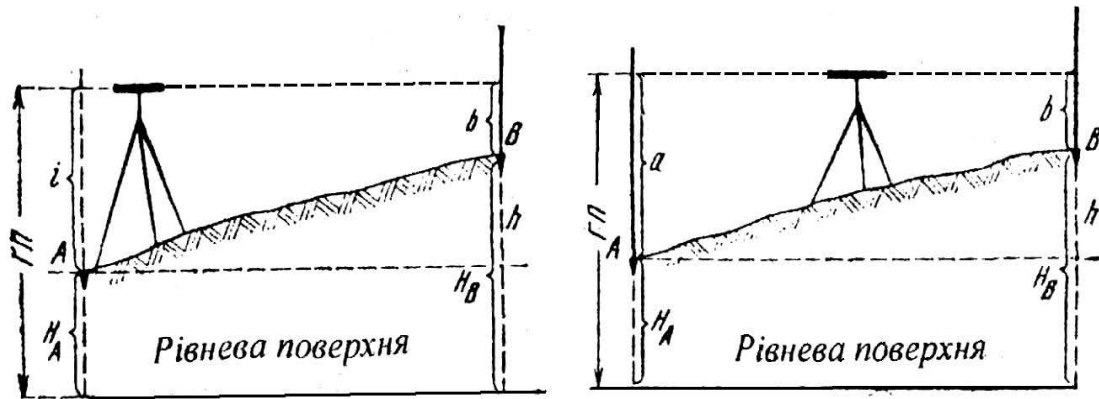


Рис. 82. Геометричне нівелювання способом вперед Рис. 83. Геометричне нівелювання способом зсередини

Для більш точного визначення висоти нівеліра її рекомендується визначати відліком по рейці, встановленій на задній точці A , при цьому нівелір повинен знаходитися в двох-трьох метрах від точки A .

Для визначення перевищення між точками A і B способом зсередини (рис. 83) в цих точках встановлюють прямовисно рейки, а між ними по можливості на однакових відстанях – нівелір. Спрямувавши горизонтальну візирну вісь нівеліра на рейки, встановлені в точках A і B та зробивши відповідно відліки a і b , отримують перевищення

$$h = a - b.$$

Якщо вважати точку A задньою, а точку B передньою, то формулу можна висловити так: перевищення передньої точки над задньою дорівнює погляду назад мінус погляд вперед. Якщо передня точка вище від задньої, то перевищення додатне, а якщо нижче – від'ємне.

Якщо відома висота точки A і перевищення точки B над точкою A (рис. 83), можна отримати висоту точки B

$$H_B = H_A + h,$$

тобто висота наступної точки дорівнює висоті даної точки плюс перевищення між ними.

Висоту точки B можна також отримати за допомогою горизонту приладу, тобто вискової відстані від рівневої поверхні до візирної осі нівеліра. Горизонтом приладу називають також висоту візирного променя.

Із рис. 82, 83, горизонт приладу

$$ГП = H_A + i,$$

або

$$ГП = H_B + b,$$

тобто горизонт приладу дорівнює висоті точки плюс висота приладу або висоті точки, на якій знаходиться рейка, плюс відлік (погляд) на неї.

Якщо відомий горизонт приладу, визначають висоту точки, на яку був здійснений відлік по рейці. Наприклад,

$$H_B = ГП - b,$$

тобто висота точки дорівнює горизонту приладу мінус відлік по рейці на цій точці.

За допомогою горизонту приладу зручно визначати висоти в тих випадках, коли з однієї станції (точки розташування нівеліра) виконані відліки по рейці на кількох точках.

Нівелювання з однієї станції виконують у тих випадках, коли необхідно визначити невелике перевищення між двома точками, що знаходяться на близькій відстані (100-200 м). Частіше виникає необхідність визначати значну кількість перевищень між точками, розташованими на відстані в декілька кілометрів одна від одної. У цьому випадку виконують послідовне нівелювання на станціях I_1, I_2, \dots, I_n (рис. 84). Спочатку на першій станції I_1 беруть відліки по задній рейці a_1 , встановленій на початковій точці A , і передній рейці b_1 , встановленій у точці 1 . Потім задню рейку з точки A переносять у точку 2 , а нівелір встановлюють на

другий станції I_2 і беруть відліки a_2 і b_2 по рейках. Аналогічно переносять рейки, і беруть відліки на інших станціях включно з кінцевою точкою B . При послідовному нівелюванні створюється нівелірний хід, в якому точки $1, 2, \dots, n$ є передніми на попередній станції і задніми на наступній. Ці точки називаються зв'язуючими.

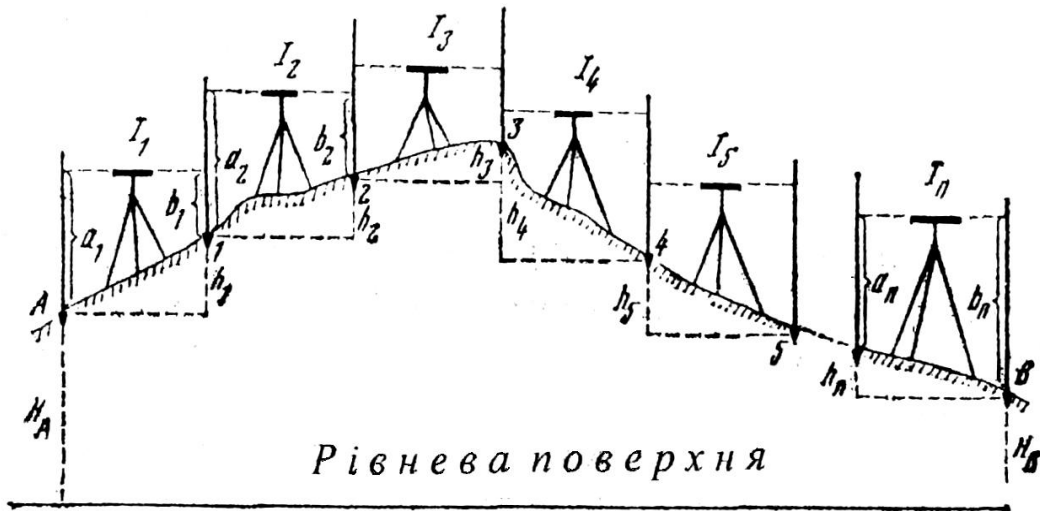


Рис. 84. Нівелірний хід

Із рис. 84, видно, що окремі перевищення між точками дорівнюють

$$\begin{aligned} h_1 &= a_1 - b_1, \\ h_2 &= a_2 - b_2, \\ &\dots\dots\dots \\ h_n &= a_n - b_n. \end{aligned}$$

При цьому перевищення h_1, h_2 і h_3 є додатними ($a > b$), а перевищення h_4, h_5, \dots, h_n – від'ємними ($a < b$).

Загальне перевищення між точками A і B буде дорівнювати алгебраїчній сумі окремих перевищень.

$$h = \sum_1^n h_i = \sum_1^n a - \sum_1^n b.$$

Визначивши перевищення між зв'язуючими точками, можна послідовно обчислити їх висоти

$$H_1 = H_A + h_1,$$

$$H_2 = H_1 + h_2,$$

.....

$$H_B = H_{n-1} + h_n.$$

Якщо необхідно обчислити тільки висоту кінцевої точки B ходу, то використовують формулу

$$H_B = H_A + h_{AB} = H_A + \sum_1^n h_i .$$

Але в такому випадку нівелірний хід не буде мати контролю, тому його прокладають між двома вихідними пунктами нівелювання, тобто точки A і B – це пункти державної мережі нівелювання.

Унаслідок помилок вимірювання перевищень у ході висота H_B пункту B , обчислена за останньою формулою, буде відрізнятися від даного її значення на величину ω_h , яка називається нев'язкою ходу по висоті. Отже, в дійсності будемо мати таке рівняння:

$$\sum_1^n h_i - (H_B - H_A) = \omega_h .$$

Допустима нев'язка нівелірного ходу залежить від класу нівелювання, наприклад, для III і IV класів вона обчислюється за такими формулами:

$$\text{для III класу} - \omega_{don} = \pm 10 \text{ мм} \sqrt{L} ;$$

$$\text{для IV класу} - \omega_{don} = \pm 20 \text{ мм} \sqrt{L} ,$$

де L – довжина ходу в км.

Порівнюючи значення отриманої нев'язки з допустимою величиною, переконуються у придатності польових вимірювань.

Для отримання врівноважених значень перевищень нев'язку ходу розподіляють пропорційно довжинам секцій, тобто

$$v_i = -\frac{\omega_h}{L} l_i ,$$

де v_i – поправка в перевищення i -ї секції, l_i – довжина i -ї секції в км.

3. Класифікація геометричного нівелювання за точністю

Геометричне нівелювання за точністю поділяється на нівелювання I, II, III і IV класів і технічне нівелювання.

Нівелювання I – IV класів складає державну мережу нівелювання, яка є висотною основою топографічних зйомок і геодезичних вимірювань, що проводяться для задоволення потреб господарства й оборони країни.

Принципова схема побудови нівелірної мережі (рис. 85), передбачена Основними положеннями про державну геодезичну мережу СРСР 1954-61 рр., полягає ось у чому.

Нівелірна мережа I класу будується окремими лініями, прокладеними переважно вздовж залізниць. Вона виконувалася з найвищою точністю, яку можна було досягти на той час, тобто зі середньою квадратичною випадковою помилкою $\pm 0,5$ мм і систематичною $\pm 0,05$ мм на один кілометр ходу.

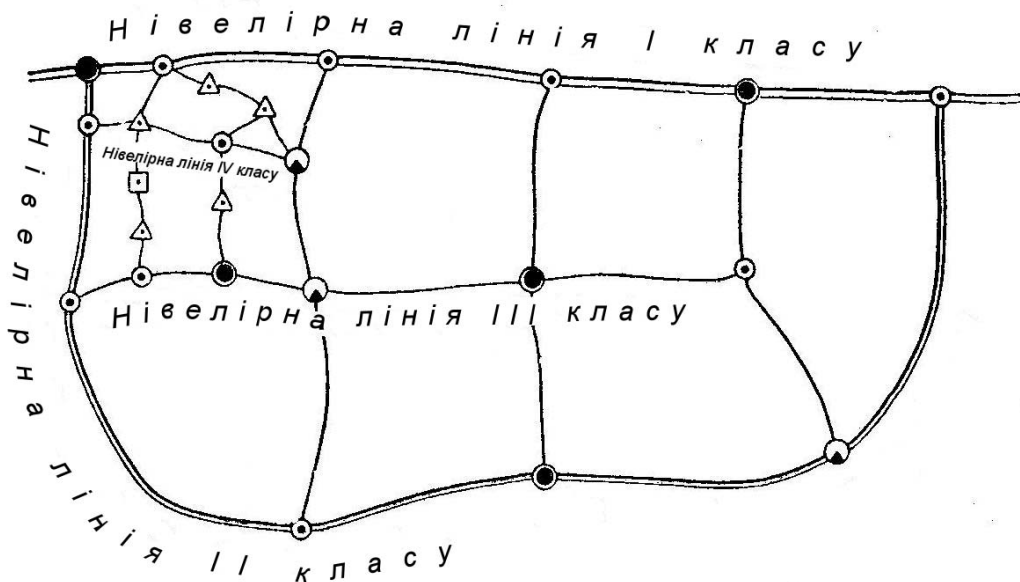


Рис. 85. Принципова схема побудови державної нівелірної мережі

Нівелірна мережа I класу має велике практичне й наукове значення. Вона забезпечує територію держави єдиною системою висот. Окрім того, періодичне нівелювання з такою високою точністю одних і тих же ліній (не рідше ніж через 25 років) дає можливість судити про вертикальний рух земної кори, а також визначати різниці висот рівнів води в морях і океанах.

Нівелірна мережа II класу, спираючись на пункти нівелювання I класу, прокладається, як правило, вздовж залізниць, шосейних та інших доріг у вигляді полігонів із периметром 500-600 км.

Пункти нівелювання I і II класів служать основою для нівелювання III і IV класів.

Нівелірна мережа III класу будується всередині полігонів нівелювання I і II класів як окремими лініями, так і системами ходів із вузловими точками. При цьому полігон II-го класу поділяється на 6-9 полігонів III класу з периметрами 150-200 км кожний.

Для послаблення дії систематичних похибок нівелювання II і III класів повинно виконуватися у прямому і зворотному напрямках з точністю, яка дозволяє отримати нев'язки в ходах або полігонах, що не перевищують величин:

при нівелюванні II класу $\omega_h = \pm 5 \text{ мм} \sqrt{L}$;

при нівелюванні III класу $\omega_h = \pm 10 \text{ мм} \sqrt{L}$,

де L – довжина ходу або полігону в кілометрах (в одному напрямку).

Нівелірні мережі III класу згущуються до заданої щільності нівелюванням IV класу.

Побудова нівелірних ходів IV класу здійснюється окремими лініями, що спираються на вихідні пункти, або системи ходів із вузловими точками. При цьому достатньо

одностороннього прокладання ходів із точністю, що забезпечує отримання їх нев'язок, які не перевищують величини

$$\omega_h = \pm 20 \text{ мм} \sqrt{L}.$$

Пункти нівелювання IV класу служать безпосереднім обґрунтуванням топографічних зйомок і різного роду будівництва.

4. Нівелірні знаки

Нівелірні ходи закріплюють на місцевості постійними і тимчасовими знаками – реперами і марками.

До постійних знаків відносять стінні марки і стінні та ґрунтові реperi (герере, фр. – мітка, знак).

Стінні марки і стінні реperi виготовляються з чавуну. Їх закладають у стінах бетонних, кам'яних і цегельних будинків та споруд, розташованих поблизу нівелірного ходу.

Форми і розміри стінної марки і стінного репера зображені на рис. 86, 87.

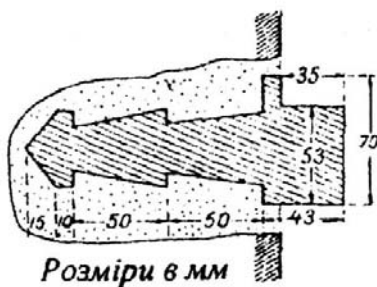


Рис. 86. Стінна марка

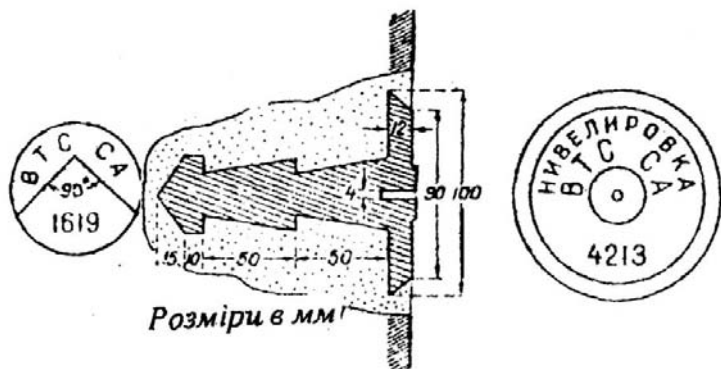


Рис. 87. Стінний репер

При закладці стінних знаків спочатку в стіні робиться заглибина, потім заповнюється дрібнозернистим бетоном. Після цього марка (репер) втискується в заглибину так, щоб її диск отримав вискове положення (або виступ диска репера був горизонтальним).

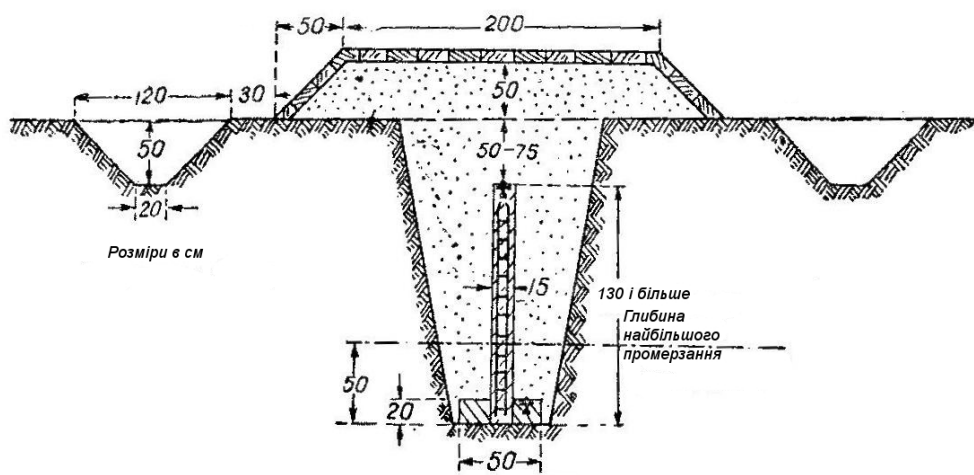


Рис. 88. Грунтовый репер для зоны сезонного промерзания
грунту

Стійкість ґрунтових реперів залежить в основному від ступеня промерзання ґрунтів, який залежить від вологості ґрунту, його складу і кліматичних умов місцевості (головно від кількості атмосферних опадів).

Ґрунти на території України мають незначну вологість незалежно від кількості атмосферних опадів.

Для таких районів передбачений типовий ґрунтовий репер, який складається із залізобетонного пілона й бетонного якоря (рис. 88).

Поперечний переріз пілона становить 15 x 15 см, а довжина його в залежності від глибини промерзання ґрунту може коливатися від 1,3 м до 2 м і більше (нижня грань якоря повинна знаходитися на 0,5 м нижче найбільшого промерзання ґрунту).

Тимчасові нівелірні знаки (репери) встановлюються при перервах у роботі, нівелюванні значних перешкод і в інших випадках, які потребують закріплення точок на невеликий період часу.

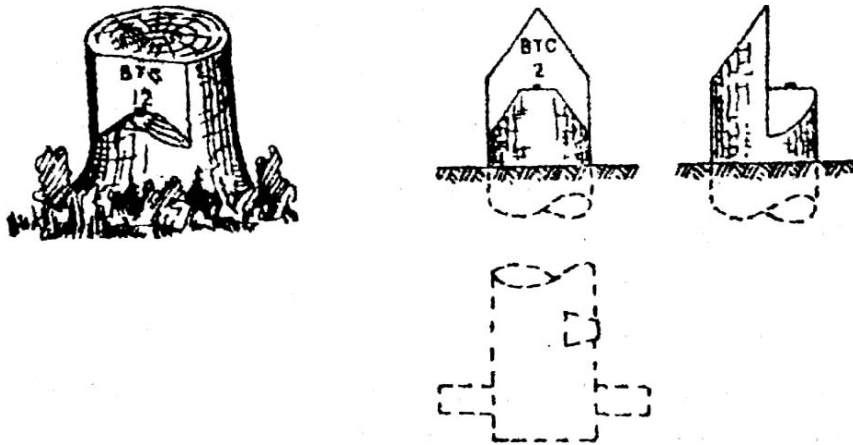


Рис. 89. Тимчасові репери

Тимчасовими реперами можуть служити пеньки щойно зрубаних дерев, спеціально встановлені дерев'яні стовпи (рис. 89), окремі камені-валуни, стояни мостів, залізні костилі в стінах дерев'яних споруд і т. ін. Місце встановлення нівелірної рейки на тимчасовому репері помічається фарбою.

5. Види нівелірних робіт

Для потреб сільського господарства (землеустрою, меліорації і сільського будівництва) виконують такі види нівелірних робіт.

1. Визначення висот точок висотної зйомочної мережі. Цю роботу виконують шляхом прокладання ходів технічного нівелювання з метою забезпечення висотами великомасштабних топографічних зйомок, а також різних інженерно-геодезичних робіт, що виконуються після закінчення зйомок.

Щільність і точність висотних мереж залежить від масштабів зйомок, висот перерізу рельєфу, а також від необхідності забезпечення висотними точками інженерних споруд (гребель, каналів, доріг і т. ін.), землевпорядних, меліоративних та інших робіт.

2. Геодезичне трасування лінійних споруд. Геодезичне трасування включає комплекс геодезичних робіт по прокладанню траси. Під трасою розуміють вісь проектованої лінійної споруди, позначеної на місцевості або нанесеної на карту, план чи фотоплан. Основними елементами траси є план – її проекція на горизонтальну площину і повздовжній профіль – вертикальний розріз по проектованій лінії споруди.

Під лінійними розуміють споруди, які розташовуються на місцевості довгою (здебільшого в кілька кілометрів) вузькою смугою. До них відносять канали, дороги, трубопроводи, лінії електропередач тощо.

Геодезичне трасування лінійних споруд виконують із метою складання проектів цих споруд, переносу їх на місцевість і контролю за процесом будівництва. Трасування є одним із найбільш розповсюджених видів інженерно-геодезичних робіт.

3. Нівелювання поверхні. Виконується з метою отримання топографічного плану у великому масштабі з малою висотою перерізу рельєфу (0,25-0,5 м). Таку роботу найчастіше виконують у районах зрошуваного землеробства зі слабо виразним рельєфом для складання проектів вертикального планування і підрахунку об'ємів земляних робіт. На нівельованій поверхні попередньо розмічують мережу точок, здебільшого квадратів, планове і висотне положення яких визначають для відображення рельєфу і контурів ситуації.

6. Нівеліри

6.1. Класифікація нівелірів

Згідно з ДЕСТом 10528-76, нівеліри поділяються на високоточні, точні й технічні.

Класифікація нівелірів наведена в таблиці 16.

Таблиця 16

Класифікація нівелірів

Типи нівелірів	Стисла характеристики	Галузь застосування
Н-05 (Ni002, Ni004, Ni1, Ni-A1, Ni-A3 і т. ін.)	Нівелір високоточний з оптичним мікрометром для визначення перевищень із похибкою не більше 0,5 мм на 1 км подвійного ходу	Нівелювання I і II класів у державних мережах, геодинамічних полігонах, при інженерно-геодезичних роботах
Н-3 (Н-3К, Н-3КЛ, НГ, НВ-1, НС-2, Ni007, Ni025, Ni-B5 і т. ін.)	Нівелір точний для визначення перевищень із похибкою не більше 3 мм на 1 км подвійного ходу	Нівелювання III і IV класів в інженерно-геодезичних вишукуваннях
Н-10 (Н-10К, Н-10КЛ, НТ, Ni050 і т. ін.)	Нівелір технічний для визначення перевищень із похибкою не більше 10 мм на 1 км подвійного ходу	Нівелювання для забезпечення топографічних зйомок, інженерно-геодезичних вишукуваннях, при будівництві

За способом встановлення візирної осі в горизонтальне положення розрізняють два типи нівелірів: 1) глухий нівелір із циліндричним рівнем при зоровій трубі (Н-05, Н-3, Н-10); 2) нівелір із компенсатором (Н-05К, Н-3К, Н-10К).

У нівелірів першого типу зорова труба і циліндричний рівень скріплені разом і можуть нахилитися на невеликий кут відносно підставки приладу за допомогою елеваційного гвинта. Така конструкція поліпшує приведення візирної осі в горизонтальне положення по циліндричному рівню. Головна умова до глухих нівелірів – взаємна паралельність візирної осі зорової труби і осі циліндричного рівня. При дотриманні цієї умови візирна вісь зорової труби займе горизонтальне положення після встановлення бульбашки рівня до нуля-пункта.

У нівелірів із компенсаторами наближене встановлення осі обертання приладу здійснюється по круглому рівню. Після цього до роботи підключається компенсатор, який автоматично приводить візирну вісь у горизонтальне положення. Головна умова, яка ставиться до нівелірів даного типу – горизонтальність візирної осі в межах кутів стабілізації компенсатора ($\pm 8-20''$). Нівеліри з компенсаторами отримали широке розповсюдження на практиці, оскільки забезпечують більш високу продуктивність праці.

Точні й технічні нівеліри можуть виготовлятися також із лімбами для вимірювання горизонтальних кутів. При цьому до шифру нівеліра додається літера «Л» (наприклад, Н-3КЛ, Н-10КЛ).

Серед нівелірів геометричного типу слід віділити нівелір НЛС (НЛ-3), який дозволяє нівелювати як горизонтальним, так і похилим променями візування.

6.2. Нівеліри з циліндричними рівнями

Розглянемо будову нівеліра з циліндричним рівнем на прикладі нівеліра Н-3, який служить для нівелювання III і IV класів і технічного нівелювання.

Нівелір Н-3 (рис. 90) складається з підставки 10, яка має підйомні гвинти 9, хід яких регулюється через отвір 8 і втулку 11 для вертикальної циліндричної осі приладу.

До верхнього кінця осі приєднана підставка 3 зорової труби з елеваційним гвинтом 13, круглим рівнем 12, затискним 5 і навідним 6 гвинтами.

Користуючись круглим рівнем, підйомними гвинтами здійснюється наближене встановлення вертикальної осі нівеліра у вискове положення.

За допомогою елеваційного гвинта виконують точне встановлення візирної осі зорової труби в горизонтальне положення перед відліком по рейці, з'єднуючи зображення кінців бульбашки циліндричного рівня (рис. 91).

Отже, елеваційний гвинт, непорушуючи паралельності візирної осі й осі рівня, дозволяє в невеликих межах плавно змінювати нахил візирної осі зорової труби у вертикальній площині.

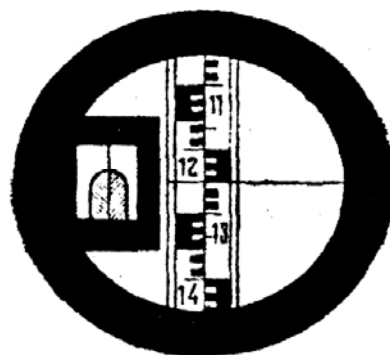
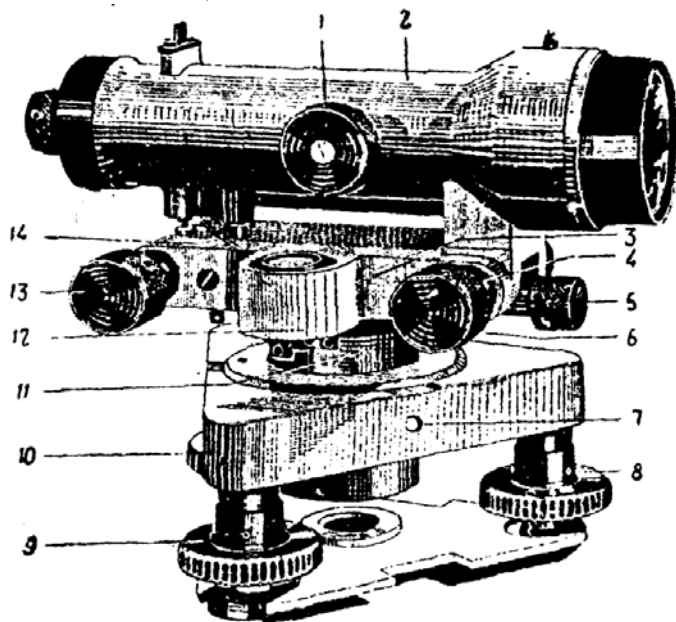


Рис. 90. Нівелір Н-3 Рис. 91. Поле зору зорової труби

Різкість зображення спостережуваних предметів здійснюється обертанням кремальєри *1*, а сітки ниток – обертанням окулярного кільця.

6.3. Нівеліри з компенсаторами

Компенсатором називають пристрій, за допомогою якого візирна вісь автоматично приводиться в горизонтальне положення.

Для з'ясування принципу роботи компенсатора уявимо, що точка *N* рейки (рис. 92, *a*) знаходиться на деякій відстані від нівеліра, оптичний центр об'єктива *O* і перехрестя сітки ниток *k* знаходяться на одній горизонтальній лінії, що збігається з візирною віссю зорової труби нівеліра. У цьому випадку зображення точки *N* рейки буде суміщене з

перехрестям сітки ниток k і відлік по рейці буде правильним.

При нахилі труби нівеліра відносно оптичного центра O на малий кут ε (рис. 92, б) перехрестя сітки ниток зміститься з горизонтального положення на величину

$$k_0k = f \cdot \sin \varepsilon \approx f \cdot \varepsilon,$$

де f – фокусна відстань зорової труби нівеліра, і відлік по рейці зміниться – буде помилковим.

Компенсатор дає можливість при похилому положенні візирної осі сумістити зображення точки N рейки з перехрестям сітки ниток k , тобто дозволяє отримати правильний відлік по рейці, який відповідає горизонтальному положенню візирної осі.

Для суміщення зображення точки N із перехрестям сітки ниток k є три шляхи: по-перше, за допомогою важеля довжиною s можна пересунути сітку ниток із похилого положення k у положення k_0 , яке відповідає горизонтальному променю, на величину $f\varepsilon$ (рис. 92, в); по-друге, можна в точці полюса P змінити хід візирного променя на такий кут ε' , при якому промінь пройшов би через перехрестя сітки k (рис. 92, г); по-третє, змістити напрямок горизонтального променя візування паралельно своєму напрямку так, щоби він пройшов через зміщену від нахилу труби сітку ниток k (рис. 92, д).

Виходячи з цього, всі компенсатори можна поділити відповідно на три типи: компенсатори з рухомою сіткою, компенсатори з поворотом візирного променя і компенсатори з паралельним переміщенням візирного променя. Як видно з рис. 92, в, г, важіль або оптична система, встановлені в точці P для компенсації кутів нахилу, повинні для першого і другого типів задовольняти умову

$$f\varepsilon = s\varepsilon',$$

де ε' – кут відхилення променя компенсатором, а для третього типу

$$f\varepsilon = Ks\varepsilon \text{ або } f = Ks,$$

де s – відстань від компенсатора до сітки ниток або довжина ходу променя візування від точки падіння його на дзеркало або призму компенсатора до сітки ниток.

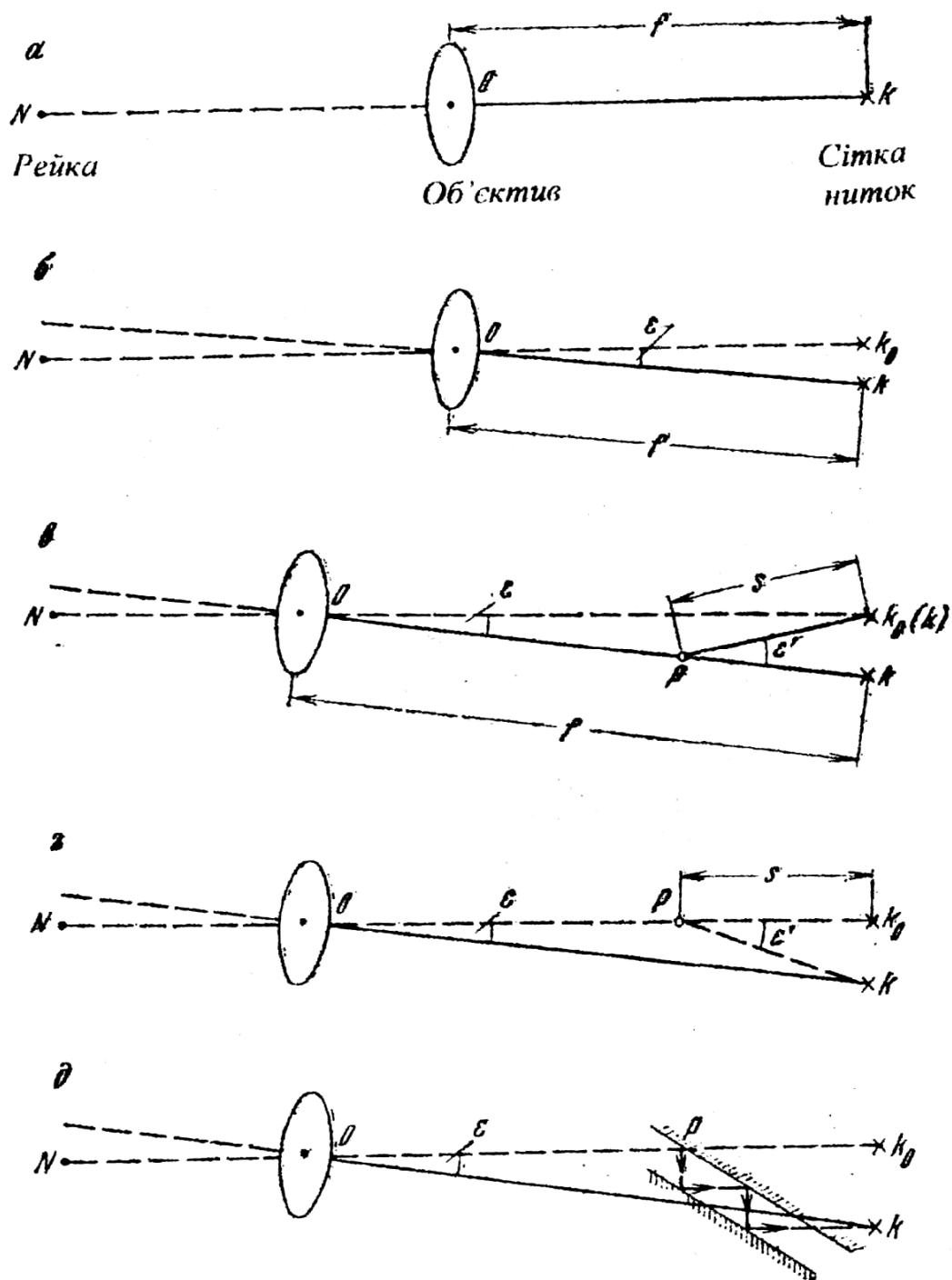
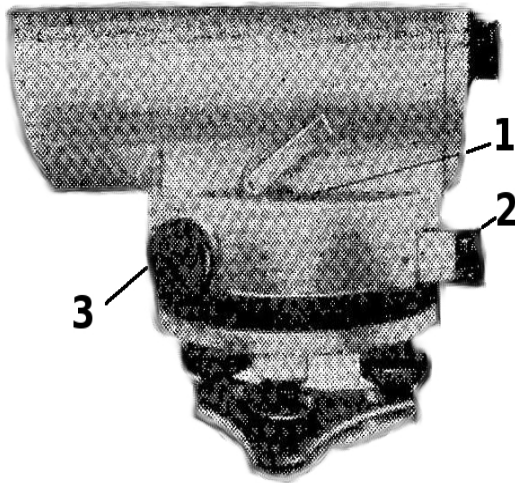


Рис. 92. До принципу роботи компенсатора

Величину $K = \frac{\varepsilon'}{\varepsilon}$ називають коефіцієнтом компенсації.



Змінити хід візирного променя, змістити його паралельно своєму напрямку або перемістити сітку ниток з одного положення в інше можна оптичним, механічним або оптико-механічним шляхом. Тому розріняють компенсатори оптичні, механічні й оптико-механічні.

Рис. 93. Нівелір Н-3К

Нівелір Н-3К із самовстановлюючою лінією візування (рис. 93) призначений для нівелювання III і IV класів і технічного нівелювання. Для наближеного приведення візирної осі в горизонтальне положення служить круглий рівень *1* із ціною поділки 10'. Точне наведення нівеліра на рейку здійснюють за допомогою навідного гвинта 3. Грубе наведення нівеліра виконують шляхом обертання рукою верхньої частини приладу. Закріплюючих пристроїв нівелір не має.

Для вимірювання горизонтальних кутів нівелір забезпечений кругом, відлік по якому здійснюють за допомогою відлікового мікроскопа 2.

Для юстування лінії візування (при перевірці основної геометричної умови) в оправі сітки ниток є два гвинти, які дозволяють зміщувати сітку ниток у вертикальному напрямку.

Нівелір забезпечений призматичним компенсатором, що забезпечує встановлення візирної осі в горизонтальне положення при нахилі підставки приладу в діапазоні $\pm 15'$.

Оптична система нівеліра включає: корпус зорової труби, об'єктів, фокусувальна лінзу, сітку ниток, окуляр, прямокутні призми компенсатора, схрещені нитки підвісу, центр ваги підвісу, повітряний демпфер.

6.4. Перевірки і дослідження нівелірів

Перед виїздом на польові роботи ретельно оглядають і досліджують нівелір, щоби переконатися в наявності необхідних приладь, запасних частин і справність нівеліра. Прилад повинен відповідати вимогам державного стандарту.

При огляді нівеліра звертають увагу на справність усіх його частин, плавність руху при обертанні підйомних, затискуючих і навідних пристроїв, відсутність корозії та інших дефектів. Оцінюють чіткість одночасного зображення сітки ниток і кінців бульбашки циліндричного рівня, якості зображення при фокусуванні труби на різні предмети.

Перевірки нівеліра виконують у такій послідовності.

1. Перевірка циліндричного рівня.

Умова перевірки: Вісь круглого рівня повинна бути перпендикулярною осі обертання нівеліра.

Для перевірки зорову трубу встановлюють за напрямком двох підйомних гвинтів і одночасно обертаючи їх рухають бульбашку круглого рівня до нуля-пункта. При цьому третім підйомним гвинтом бульбашку також спрямовують до нуля-пункта. Після того як бульбашка рівня досягне нуля-пункта, повертаємо зорову трубу нівеліра на 180° . Якщо бульбашка рівня відхилиться від нуля-пункта більше ніж на одну поділку, то, діючи виправними гвинтами, розташованими знизу оправи рівня, і підйомними гвинтами, виправляють її положення. Потім знову нівелір повертають

на 180° і у випадку, якщо бульбашка знову відхилиться від нуль-пункта більше ніж на одну поділку, виконують повторне виправлення. Перевірка виконується до того часу, поки умова не буде виконана.

2. Перевірка правильності встановлення сітки ниток.

Умова перевірки: вертикальна нитка сітки ниток зорової труби повинна збігатися з напрямком виска.

Для виконання даної перевірки на відстані 20-25 м від нівеліра розташовують на нитці висок. Наводять вертикальну нитку сітки ниток зорової труби нівеліра на нитку виска. Якщо вони збіглися, то умова виконана. В іншому випадку, після відкріплення чотирьох торцевих гвинтів опра-ву сітки ниток повертають до дотримання умови.

3. Перевірка циліндричного рівня.

Умова перевірки: візирна вісь зорової труби повинна бути паралельною осі циліндричного рівня.

Візирна вісь зорової труби приладу встановлюється в горизонтальне положення за допомогою циліндричного рівня. Тому дотримання паралельності вказаних осей є головною умовою, яка повинна бути висунута до будь-якого нівеліра.

Перевірка головної умови нівеліра виконується подвійним нівелюванням вперед однієї і тієї ж лінії довжиною біля 75 м (рис. 94).

На кінцях лінії закріплюють нівелірні підкладини, на одну з яких встановлюють рейку, а над іншою центрують нівелір так, щоби окуляр проектувався на виступ підкладини.

Після проведення осі рівня в горизонтальне положення здійснюють відлік a по нівелірній рейці і вимірюють висоту i нівеліра з похибкою 2 мм.

Припустимо, що візирна вісь не паралельна осі рівня. Тоді відлік по рейці a буде помилковим на величину x і перевищення

$$h_1 = i_1 - a_1 + x.$$

Величина x буде від'ємною, якщо візирний промінь проходить нижче від лінії горизонту.

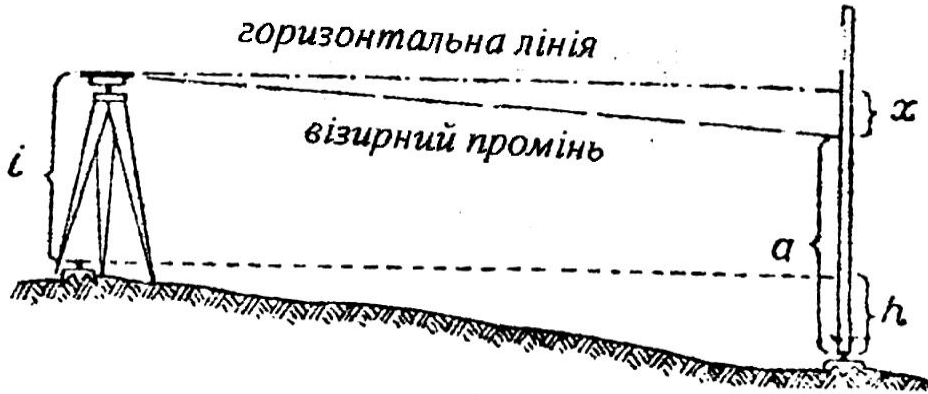


Рис. 94. До перевірки головної умови нівеліра

Для визначення величини x необхідно нівелір і рейку поміняти місцями і знову визначити перевищення за формулою

$$h_2 = i_2 - a_2 + x.$$

Не звертаючи увагу на інші помилки, можна рахувати, що $h_1 = -h_2$.

Отже,

$$2x = (a_1 + a_2) - (i_1 + i_2),$$

звідсіля

$$x = \frac{a_1 + a_2}{2} - \frac{i_1 + i_2}{2}.$$

За цією формулою підраховується непаралельність візирної осі труби до осі рівня в поділках рейки. Якщо величина x більше 4 мм, то, обчисливши новий відлік за формулою

$$a_2' = a_2 - x,$$

за допомогою виправних гвинтів сітки ниток встановлюють на нього горизонтальну нитку сітки.

Після виправлення помилки повторно визначають величину x .

Розглянемо дослідження нівелірів, які виконують перед початком робіт:

1. Дослідження збільшення зорової труби.
2. Визначення ціни поділки циліндричного рівня.
3. Визначення коефіцієнта віддалеміра.

Дослідження збільшення зорової труби виконується так само, як і у теодолітів. Це питання ми розглянули в частині 2 даного навчального посібника.

Для визначення ціни поділки циліндричного рівня на рівному, бажано покритому травою, майданчику, на відстані 40-60 м від нівеліра забивають два дерев'яних колики. За допомогою стрічки або рулетки вимірюють відстань від нівеліра до рейки.

Зорову трубу наводять на рейку встановлено на одному з коліків. За допомогою елеваційного гвинта зміщують бульбашку рівня до одного з кінців ампули. Підраховують кількість поділок зміщення бульбашки рівня. Після цього здійснюють відлік по рейці за середньою ниткою. Потім елеваційним гвинтом зміщують бульбашку рівня до іншого кінця ампули рівня і знову підраховують кількість поділок зміщення бульбашки рівня і здійснюють відлік по рейці. Для контролю ціну поділки рівня визначають двічі, встановивши рейку на другий колик.

Ціну поділки рівня обчислюють за формулою

$$\tau'' = \frac{(l_1 - l_2) \cdot \rho''}{n \cdot d},$$

де $l_1 - l_2$ – різниця відліків по рейці в мм; n – кількість поділок, на яку змістилась бульбашка рівня; d – відстань від нівеліра до рейки в метрах.

Приклад визначення ціни поділки рівня наданий в таблиці 17.

Таблиця 17

Визначення ціни поділки рівня по рейці

Відлік по рейці, мм	Відліки по кінцям бульбашки рівня, в поділах		$\frac{Л + П}{2}$	$\tau'' = \frac{(l_1 - l_2) \cdot \rho''}{n \cdot d},$
	Л	П		
Прийом I $d = 42,6$ м				
0543	- 6,8	+ 0,6	- 3,1	$\tau_1^{\parallel} = \frac{206 \cdot 26}{5,9 \cdot 42,6} = 21,^{\parallel}3$
0517	- 0,9	+ 6,5	+ 2,8	
26	+ 5,9	+ 5,9	+ 5,9	
Прийом II $d = 47,4$ м				
0726	- 6,1	+ 0,5	- 2,8	$\tau_2^{\parallel} = \frac{206 \cdot 27}{5,7 \cdot 47,4} 20,^{\parallel}6$
0699	- 0,3	+ 6,1	+ 2,9	
27	+ 5,8	+ 5,6	+ 5,7	

Ціна поділки рівня $\tau'' = 21'',0$

Для визначення коефіцієнта віддалеміра на відстані 75-100 м від нівеліра встановлюють рейку і при трьох горизонтах приладу визначають відстань за віддалемірними нитками сітки ниток зорової труби. Визначають середню різницю вимірюваних віддалей і знаходять значення коефіцієнта віддалеміра k .

Приклад визначення коефіцієнта віддалеміра наведений у таблиці 18.

Таблиця 18

Визначення коефіцієнта віддалеміра

№ при- йому	Відліки по віддалемірних нитках	Віддалемірна відс- тань l
$D = 80,0$ м		
I	В 0873	801
	Н 1674	
II	В 0982	800
	Н 1782	
III	В 0916	800
	Н 1716	
	Середнє	800

$$k = \frac{D}{l} = \frac{80000_{\text{мм}}}{800_{\text{мм}}} = 100$$

При дослідженні нівелірів із компенсаторами визначають діапазон дії компенсатора, період затухання коливань, похибку компенсації кутів нахилу.

Для визначення діапазону дії компенсатора бульбашку круглого рівня приводять до нуля-пункта і здійснюють відлік по рейці, встановленій на відстані 30-40 м від нівеліра. Потім, спостерігаючи в зорову трубу, нахиляють нівелір підйомними гвинтами спочатку в поздовжньому (вперед і назад), а потім поперечному (праворуч і ліворуч) напрямках до того часу, поки почнуть змінюватися відліки по рейці і сітка ниток після зависання почне зміщуватися разом із нахилом нівеліра.

Величину кута нахилу визначають або за допомогою круглого рівня, або за величиною оберту підйомного гвинта в кутовій мірі.

Період затухання коливань компенсатора визначають по секундоміру. Для цього беруть відлік по секундоміру, вмикають його і одночасно викликають коливання компенсатора, спостерігаючи в окуляр за коливаннями сітки ниток. Після її заспокоєння знову викликають коливання і так діють десять разів підряд. Після десятого заспокоєння сітки знімають відлік по секундоміру. Період затухання коливань визначають шляхом поділення різниці відліків по секундоміру на десять.



Рис. 95. До визначення похибки компенсації кутів нахилу нівеліра

Похибку компенсації кутів нахилу визначають шляхом порівняння перевищень, визначених при положенні буль-

башки круглого рівня в нуль-пункті, з перевищеннями, отриманими при повздовжньому і поперечному нахилах нівеліра (рис. 95). Повздовжній і поперечний нахили здійснюють на кут, який відповідає номінальному діапазону дії компенсатора. Так само, як і при визначенні діапазону дії компенсатора, величину кута нахилу визначають або по круглому рівню, або за величиною оберту підйомного гвинта, в кутовій мірі.

Дослідження виконують при довжинах візирного проміну 50-100 м. Нівелір встановлюють у створі між рейками на однакових відстанях від них. При кожному нахилі нівеліра визначають не менш п'яти значень перевищень, кожний раз змінюючи горизонт приладу. За остаточне перевищення приймають середнє значення.

Похибки компенсації визначають як різниці між середніми значеннями перевищень, отриманих при нахилах нівеліра, і перевищенням, отриманим при положенні бульбашки рівня в нуль-пункті. Різниця між цими перевищеннями не повинна перевищувати 5 мм для нівелювання IV класу і технічного нівелювання.

7. Нівелірні рейки

Нівелірні рейки (рис. 96) мають вигляд трьохметрових брусків товщиною 2-3 см і шириною 8-10 см. На лицевій стороні рейок, пофарбованій білою масляною фарбою, нанесені сантиметрові шашкові поділки чорного і червоного кольорів. На одній стороні пари рейок нуль чорних поділок збігається з площиною п'ятки, а на іншій стороні в першій рейки початок червоних поділок зсунуто на 4687 мм, в другій – на 4787 мм. Така конструкція рейок запропонована А.Н. Висоцьким. Оцифровка червоних поділок дозволяє за різницями відліків двох сторін рейок контролювати правильність самих відліків.

Окрім того, різниця висот нулів червоних сторін комплекту рейок, яка дорівнює 100 мм, дає можливість встановити похибку запису в польовому журналі відліку по задній рейці замість передньої і навпаки.

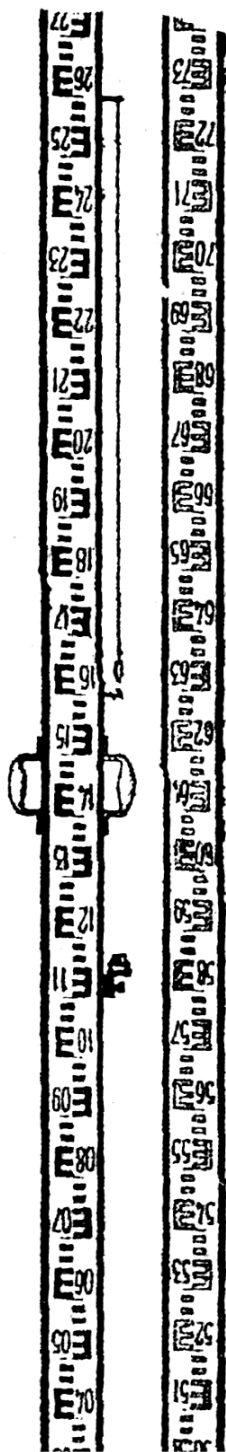


Рис. 96. Нівелірні рейки

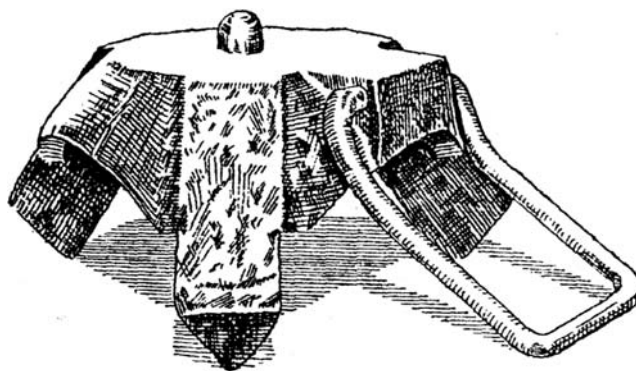


Рис. 97. Нівелірна підкладина

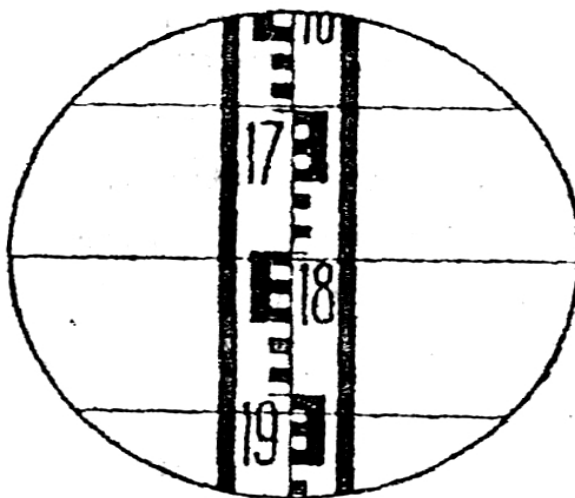


Рис. 98. До прикладу відліку по рейці

Існує й інша конструкція рейок, основна особливість яких полягає в тому, що червоні поділки нанесені через 1,1 см. При цьому на одній рейці нуль поділок збігається з площиною п'ятки, а на іншій він зміщений на 100 мм. Для обчислення перевищення по червоних сторонах результат, у цьому випадку, збільшують у 1,1 разу.

У робочому положенні рейка встановлюється на виступ металевої підкладини (рис. 97).

Вискове положення рейці надається за допомогою круглого рівня, пригвинченого до бокової грані.

Для прив'язки нівелірного ходу до сінних марок використовують підвісну рейку довжиною 1,2 м.

Відліки по рейці здійснюють із точністю 1 мм, оцінюючи частку найменшої поділки на око. Так, на рис. 98 відлік по середній нитці дорівнюється 1804, по віддалемірних – 1696 і 1912.

7.1. Перевірки нівелірних рейок

Нівелірна рейка є вимірювальним приладом, за допомогою якого визначається значення перевищення. Щоби переконатися у придатності рейки для нівелювання, зовнішнім оглядом встановлюють чіткість поділок, відсутність прогину, справність рівня і п'ятки.

Дійсні розміри метрових інтервалів рейки і правильність нанесення дециметрових поділок визначають компаруванням, тобто порівнянням їх із нормальною мірою.

Перевірки рейок здійснюють у такій послідовності.

1. Перевірка правильності встановлення круглого рівня на рейці.

У закритому приміщенні або в захищеному від вітру місці встановлюють рейку прямовисно по закріпленому на гачок віску (рис. 30). Потім виправними гвинтами, розташованими знизу оправи рівня, зміщують бульбашку рівня до нуля-пункта.

2. Визначення різниці висот нулів рейок.

Сутність перевірки полягає у визначенні різниці висот нулів чорної і червоної сторін кожної рейки, а також різниці висот нулів червоних сторін пари рейок. Ці різниці використовуються для контролю якості спостережень і правильності обчислень на станції.

На відстані біля 20 м на кілочок встановлюють рейку, і, привівши бульбашку рівня до нуля-пункта, здійснюють відлік по рейці спочатку по чорній стороні, потім по червоній. Після цього обчислюють різницю висот нулів червоної і чорної сторін рейки. Аналогічні дії виконують із другою рейкою.

Таких визначень роблять не менш чотирьох, при цьому перед кожним визначенням змінюють місце рейки або горизонт приладу.

3. Визначення середньої довжини метра рейки.

Визначення середньої довжини метра рейки виконується порівнянням заданих інтервалів з нормальною лінійкою, дійсна довжина якої отримана лабораторією мір довжини науково-дослідного інституту метрології.

На чорній стороні вимірюють довжину інтервалів між поділками 1-10, 10-20 та 20-29 дм; на червоній стороні першої рейки – 48-57, 57-67, 67-76 дм і другої рейки – 49-58, 58-68, 68-77 дм. Зазначені інтервали відмічаються на рейці олівцем.

Рейку і нормальну лінійку розташовують у закритому приміщенні за 2-3 години до початку проведення дослідження. Потім досліджувану лінійку розташовують на столі, уникаючи прогину або провисання кінців, і на лицеву сторону паралельно її краям кладуть нормальну лінійку. Початок шкали лінійки розташовують проти штриха 01, а кінець – проти 10. У цьому положенні по лінійці здійснюють відліки Л і П з точністю до 0,01 мм. Після невеликого зсуву лінійки відліки повторюють. Таким чином досліджують довжину другого і третього інтервалів, а потім

решта інтервалів зворотним шляхом. Температуру лінійки визначають двічі: на початку і в кінці зворотного ходу.

Обчислені різниці відліків П – Л по кожному інтервалу повинні узгоджуватися в межах 0,06 мм.

Після контролю обчислень за сумами чисел кожної граfi обчислюють середню довжину одного метра рейки.

4. Визначення похибок дециметрових поділок рейок.

Знаходження похибок у нанесені дециметрові поділки рейок виконують нормальною лінійкою при двох її положеннях. Сумістивши в першому положенні нульовий штрих лінійки з лезом, прикладеним до площини п'ятки при дослідженні чорної сторони рейки, або з першою дециметровою поділкою червоної сторони рейки, здійснюють відліки, які відповідають положенню дециметрових штрихів у межах першого метра.

У другому положенні лінійку дещо пересовують і знову здійснюють відліки. Аналогічні дії виконують на другому і третьому метрах рейки.

Коливання різниць відліків є контролем правильності вимірювань. Воно не повинно перевищувати 0,1 мм у межах кожного метра.

Частка від поділу алгебраїчної суми повних похибок на кількість інтервалів складає систематичну частку даних похибок. Різниця між повною похибкою і систематичною складає випадкові помилки дециметрових поділок, які не повинні перевищувати при нівелюванні III класу $\pm 0,5$ мм і IV класу ± 1 мм.

8. Визначення висот точок зйомочної мережі. Технічне нівелювання

Визначення висот точок зйомочної мережі здійснюють шляхом прокладання нівелірних ходів технічної точності. На невеликій території може бути прокладена система замкнутих ходів (полігонів) в умовній системі висот. Але на

значних територіях висоти отримують шляхом прокладання відокремлених ходів або полігонів у системі державної нівелірної мережі, яка поділяється на нівелірну мережу I, II, III і IV класів.

При нівелюванні використовують як двобічні шашкові рейки типів РН-3 і РН-10, так і одnobічні шашкові рейки із сантиметровими поділками. Нівелювання виконують тільки в одному напрямку. Відліки по рейці здійснюють за середньою ниткою.

У випадку використання двобічних рейок роботу на станції виконують у такому порядку: відліки по чорних сторонах задньої і передньої рейок; відліки по червоних сторонах передньої і задньої рейок.

Нівелювання з використанням одnobічних рейок виконують при двох горизонтах приладу. Горизонт змінюють не менш ніж на 10 см. Розходження між перевищеннями, визначеними по чорних і червоних сторонах двобічних рейок або при двох горизонтах приладу по одnobічних, не повинні перевищувати 5 мм.

Відстані від приладу до рейки визначають за крайніми нитками віддалеміра. Нормальна довжина візирного променя становить 120 м.

Прив'язку нівелірних ходів до ґрунтових або стінних реперів здійснюють, встановлюючи рейку на знак (рис. 99).

Для прив'язки до стінних марок, які розташовуються звичайно вище горизонту приладу, в отвір марки вставляють штифт, до якого прикріплюють підвісну рейку (рис. 100). Відлік, отриманий по підвісній рейці, записують у журнал нівелювання зі знаком мінус. При відсутності підвісної рейки відмічають на стіні олівцем проекцію горизонтальної нитки, а потім рулеткою вимірюють відстань від проекції нитки до центра марки.

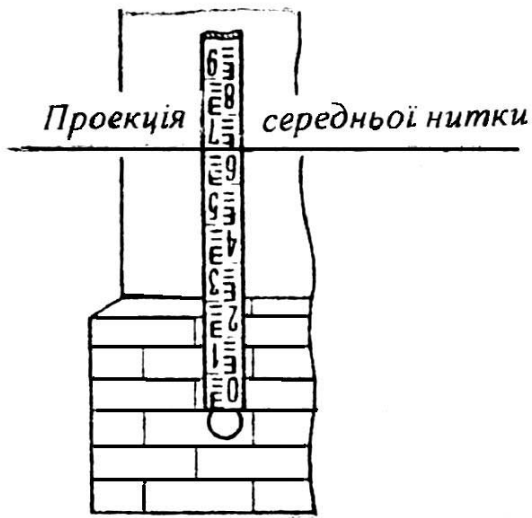


Рис. 99. Прив'язка нівелірних ходів



Рис. 100. Прив'язка до стінних реперів, які розташовані вище горизонту приладу

Відповідно до принципу геометричного нівелювання рейки на точках повинні бути у висковому положенні. Для цієї мети на них встановлюють круглі рівні. Але нерідко, особливо на рейках, призначених для технічного нівелювання, такі рівні відсутні. Оскільки реєчнику тяжко відчувати лінію виска, то при нівелюванні, особливо на місцевості зі значним ухилом, рейка може набути похилого положення і відлік по рейці буде помилковим. Щоби уникнути цього застосовують хитання рейки, при цьому реєчник встановлює найменший (правильний) відлік, який відповідає висковому положенню рейки.

Нев'язку в сумі перевищень нівелірного хода обчислюють за формулою

$$f_h = \sum h_{np} - \sum h_T,$$

як різницю між практичною й теоретичною сумами перевищень.

У замкнутому ході (полігоні) теоретична сума перевищень (за аналогією з сумою приростків координат) дорівнює нулю ($\sum h_T = 0$), тому

$$f_h = \sum h_{np} ,$$

тобто нев'язка в сумі перевищень замкнутого ходу дорівнюється алгебраїчній сумі виміряних перевищень.

У нівелірному ході, який спирається на пункти з відомими висотами, теоретична сума перевищень дорівнюється різниці висот кінцевої і початкової точок ходу, тобто

$$\sum h_T = H_K - H_{поч} .$$

Отже, нев'язка в сумі перевищень нівелірного ходу

$$f_h = \sum h_{np} - (H_K - H_{поч}) .$$

Допустимі нев'язки в нівелірних ходах (полігонах) підраховують за формулою

$$f_{h\partial on} = 50\sqrt{L} \text{ мм} ,$$

де L – довжина ходу (периметр полігона) в кілометрах.

При значних кутах нахилу місцевості, коли кількість станцій на 1 км ходу перевищує 25, допустиму нев'язку обчислюють за формулою

$$f_{h\partial on} = 10\sqrt{n} \text{ мм} ,$$

де n – кількість станцій у ході (полігоні).

При допустимих нев'язках виконують врівноваження перевищень, суть якого полягає в розподіленні нев'язок рівними частками в перевищення кожної станції або на суму перевищень кожного кілометра ходу зі знаком, протилежним знаку нев'язки. Сума поправок повинна дорівнювати нев'язці з протилежним знаком. Для контролю також підраховують суму виправлених перевищень, яка повинна дорівнювати теоретичній сумі перевищень. Після цього обчислюють висоти точок за формулою

$$H_{i+1} = H_i + h ,$$

тобто висота наступної точки дорівнює висоті даної точки плюс відповідне перевищення між ними.

Під час технічного нівелювання визначають також висоти предметів місцевості (криниць, головок рейок на переїздах, валунів і т. ін.), які включають у ходи. Визначають урізи річок, озер та інших водних джерел.

9. Трасування лінійних споруд

До споруд лінійного типу належать шляхи сполучення, канали, тунелі, трубопроводи, лінії електропередач, лінії зв'язку і т. ін. Вісь споруди лінійного типу називають трасою.

Для проектування таких споруд необхідно мати не тільки топографічні карти, але й великомасштабні плани вузької смуги місцевості вздовж траси, повздовжній і поперечний профілі траси. Крім того, для проектування споруд лінійного типу необхідне вивчення геологічних, гідротехнічних, метеорологічних, економічних умов по трасі.

Весь комплекс робіт, виконуваних по трасі для проектування споруд, називають вишукуваннями. Їх мета – вивчення всіх тих природних і соціально-економічних умов, які так або інакше можуть впливати на вибір місцеположення траси, на технічну і економічну сторони будівництва і експлуатації даної споруди.

Склад, об'єм і ступінь детальності вишукувань залежить від розмірів і конструкції споруди. Найбільш детальними бувають вишукування для залізниць і автомобільних доріг, для гідротехнічних споруд: каналів, магістральних водопроводів, колекторів, каналізації.

Ми розглянемо методи трасувальних робіт, які застосовуються переважно при дорожніх вишукуваннях.

По трасі в загальному випадку виконують такі роботи:

- вибір напрямку траси;
- узгодження напрямку споруди із зацікавленими відомствами, організаціями й окремими особами;

- винос траси з карти на місцевість і закріплення її на місцевості знаками;
- розмічування по трасі пікетажу і кривих зі зйомкою смуги місцевості вдовж траси;
- геометричне нівелювання траси;
- геологічні вишукування;
- гідрологічні вишукування;
- соціально-економічні вишукування;
- метеорологічні вишукування;
- геодезична прив'язка (планова і висотна) точок геологічних вишукувань (свердловин, шурфів і т. ін);
- геодезичні роботи при гідрологічних вишукуваннях (визначення відміток різних рівнів води, швидкості течії і напрямку потоків, проміри глибин);
- складання плану смуги місцевості вздовж траси;
- складання повздовжнього і поперечних профілів траси.

9.1. Вибір напрямку і закріплення траси

Напрямок траси обирають по топографічній карті масштабом 1: 100 000 і крупніше або по аерофотознімках. Обраний по карті напрямок траси перевіряють шляхом огляду місцевості в натурі, де ситуація і рельєф місцевості можуть змінитися після видання карти внаслідок, наприклад, нового будівництва. Для вибору найкращого напрямку траси необхідно знати і враховувати технічні умови будівництва і експлуатації відповідної споруди.

Сьогодні розроблений спосіб вибору напрямку траси по цифровій моделі місцевості з використанням комп'ютерних технологій.

Оскільки будівництво споруди по трасі пов'язано з вилученням земель від інших землекористувачів і землевласників, положення обраної по карті траси узгоджують з зацікавленими юридичними і фізичними особами.

Після узгодження трасу виносять із карти на місцевість і закріплюють знаками: початок і кінець траси, точки повороту траси, створні точки. Тип знака для закріплення точок залежить від необхідного строку їх збереженості на місцевості. Створні точки закріплюють тичками висотою до 6 м, встановленими не рідше ніж через 1 км по трасі.

Трасу виносять на місцевість або за координатами основних її точок, або за даними прив'язки траси до предметів місцевості. Координати і елементи прив'язки звичайно визначають по топографічній карті або по аерофотознімках графічним шляхом. При виносі траси за координатами точки траси виносять від опорних геодезичних пунктів, а за даними прив'язки до предметів місцевості – від предметів місцевості. У першому випадку при значному віддаленні пунктів ДГМ від траси прокладають теодолітні ходи або визначають засічками положення додаткових точок, розташованих поблизу траси.

Одночасно із закріпленням точок траси збоку, 20-100 м від неї, встановлюють тимчасові репери на відстані 1-3 км один від одного. Відмітки цих реперів визначають шляхом прокладання нівелірного ходу IV класу, прив'язаного не рідше ніж через 50 км до реперів I-III класів. Репери нівелювання IV класу служать робочим обґрунтуванням для нівелювання по самій трасі в процесі вишукувань, а також для розмічувальних робіт при будівництві споруди.

9.2. Розмічування пікетів по трасі

До розмічування пікетів приступають після закріплення траси знаками і в необхідних випадках створними тичками. Пікет – це кілочок, яким відмічають точку траси.

Пікетаж розмічують звичайно за допомогою сталеві стрічки або рулетки. Горизонтальне прокладення відстані між сусідніми пікетами звичайно дорівнює 100 м за межами забудованої території, а в містах і на території промис-

лових підприємств – 40 або 50 м. Взагалі цю відстань беруть залежно від того, наскільки детально необхідно вивчити рельєф по трасі і зобразити його на поздовжньому профілі траси.

Кути повороту траси вимірюють 30-секундним теодолітом.

До задачі пікетажника належить:

- забивання кілочків у пікетах і в деяких проміжних точках між ними;
- розмічування поперечників до траси з позначенням кілочками характерних точок;
- зйомка смуги праворуч і ліворуч від траси шириною, встановленою в залежності від ширини смуги відводу під дану споруду;
- розмічування на трасі головних точок кривої (кінець, початок і середина кривої);
- ведення пікетажного журналу.

Нумерацію пікетних точок починають із початкової точки траси з нуля і продовжують її до кінця траси. Кожна пікетна точка позначається двома кілочками: «точкою» і «сторожком». У точці врівень із землею забивають кілочок довжиною 10-12 см і при нівелюванні на ньому розташовують рейку. Поруч з точкою забивають сторожок – кілочок висотою 20-25 см. Він забивається на $\frac{1}{3}$ висоти і служить для відшукування точки. На сторожку олівцем підписують номер пікету.

Проміжні точки, які необхідно нівелювати для додаткової характеристики рельєфу, позначають тільки сторожками, на кожному з яких підписують номер попереднього пікета плюс відстань у метрах від нього до даної точки, наприклад ПК 26+43. Тому ці точки називають плюсовими.

На поперечниках точки позначають тільки сторожками і підписують на них номер поперечника і відстань від тра-

си, з вказівкою, в який бік від траси розташована дана точка, наприклад «Попер. 17+пр. 20 м».

Якщо траса проходить по поверхні покритою бетоном, асфальтом або каменем, то пікети й інші точки позначають фарбою або крейдою з додатковими примітками на найближчому паркані, будівлях і т. ін. для полегшення відшукування точок при нівелюванні.

Застосовується також безпикетажне трасування, при цьому відмітки точок траси визначають звичайно за допомогою електронних тахеометрів. У тяжких природних умовах цей спосіб може мати переваги, хоча в кожному випадку необхідно мати підтвердження проєктантів і будівельників споруди про можливість використання ними по вздовжнього профілю без пікетажу, тобто нерівномірно розташованими вдовж траси точками з невідомими відмітками. Необхідна кількість поперечників залежить від складності форм рельєфу в поперечному напрямку до траси, тому що поперечники розмічують і нівелюють для відображення форм рельєфу праворуч і ліворуч від траси, в межах прийнятої для даної споруди ширини смуги зйомки місцевості вздовж траси. Ширина смуги зйомки і довжини поперечників на дорожніх трасах звичайно не менше 40 м (по 20 м у кожен бік від траси). Поперечники здебільшого розташовують перпендикулярно до траси і розмічують або екером, або теодолітом із використанням стрічки або рулетки для вимірювання відстані між нівельованими точками поперечника. Кількість останніх повинна забезпечувати можливість підрахунку об'єму земляних і скальних робіт при проєктуванні і будівництві споруди.

Зйомку ситуації місцевості в межах смуги вздовж траси здійснюють переважно способом перпендикулярів і лінійних засічок. Результати зйомки заносять у пікетажну книжку.

Щоби виконати геодезичні роботи по трасі в державній системі координат і висот, трасу прив'язують до пунктів ДГМ на початку і в кінці траси. Для контролю прив'язують також інші точки траси. Наприклад, траси залізниць прив'язують не рідше ніж через кожних 50 км, якщо опорні пункти віддалені від траси на 3-10 км, і через 25 км, якщо між пунктами віддаль до 3 км.

Нівелювання виконують після розмічування пікетажу хоча б частки траси. При технічному нівелюванні по пікетажу розрізняють два види точок – зв'язкові і проміжні. Зв'язковими є задні і передні точки на кожній станції, а решта – проміжні. Зв'язковими точками завжди бувають також реperi й ікс-точки, обрані при нівелюванні крутих схилів, коли в як зв'язкові не можуть бути використані пікети і плюсові точки.

9.3. Розмічування головних точок кругової кривої. Винесення пікетів на криву

Криві по трасі розмічують, щоби згладити різкі повороти траси, неприпустимі для таких споруд, як удосконалені дороги, канали і деякі трубопроводи. Розмічування кривої потребує від пікетажника знання технічних умов облаштування споруди, трасу якої він розмічує. Розмічування кривої в трьох головних точках супроводжується введенням у виміряну довжину траси поправки D (доміру), а також виносом пікетів на криву.

При розмічуванні кривої необхідно знати такі величини, які називаються елементами кривої:

- радіус R кривої, який обирається пікетажником у залежності від умов місцевості й виду споруди;
- кут α між продовженням попередньої і напрямком наступної сторони траси (рис. 101). Цей кут часто називають кутом повороту;
- дотичну T , яку називають тангенсом

$$T = R \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2};$$

- криву K (точніше, довжину кривої, частину кола)

$$K = \frac{\pi R \alpha^0}{180^0} = \frac{R \alpha^0}{\rho};$$

- бісектрису B (відрізок бісектриси кута β від вершини кута до середини кривої)

$$B = R(\sec \frac{\alpha}{2} - 1);$$

- домір

$$Д = 2 T - K.$$

Величини T , K , B і $Д$ обирають за кутом α і радіусом R зі спеціальних таблиць для розмічування кривих.

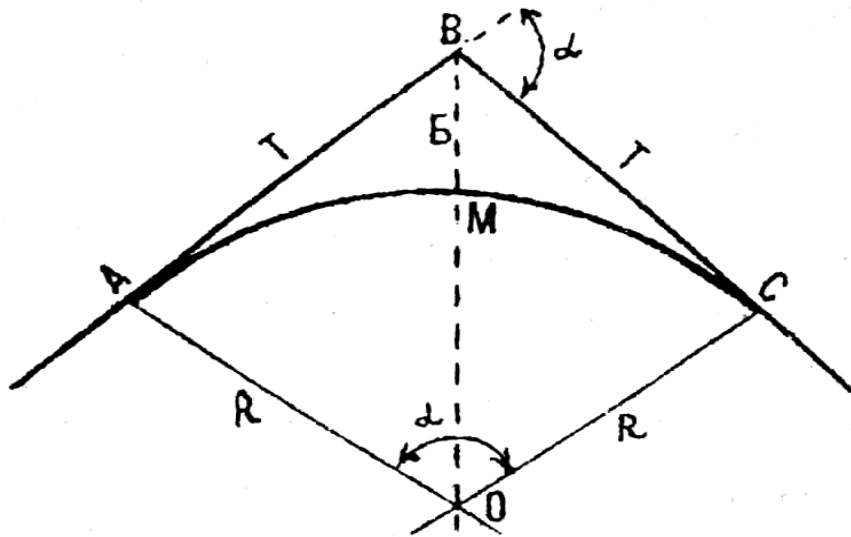


Рис. 101. Схема розмічування кривої трьома головними точками

За обчисленими елементами кругову криву розмічують так: від вершини кута відмірюють стрічкою по трасі у зворотному напрямку величину тангенса T і отримують точку ПчК (початок кривої). Відмірюючи цю ж величину від вершини кута у прямому напрямку траси, отримують точку

КК (кінець кривої). Щоби отримати точку СК (середина кривої), на місцевості за допомогою теодоліта кут β поділяють пополам і отримують напрямок бісектриси величину Б. Поправку в довжину траси вводять шляхом зміщення вперед на величину доміру.

Винос пікетів із тангенсів на криву виконують переважно по методу прямокутних координат, при цьому за вісь X беруть тангенс (роботу виконують на кожній половині кривої окремо), а за ось Y – радіус кривої, який проходить через точку ПчК або точку КК.

Приклад. Нехай точка ВК знаходиться на пікеті 38+44,0 м, $\alpha = 21^\circ 15'$, $R = 1000$ м. Із таблиць для розмічування кривих знаходимо: $T = 187,60$ м, $K = 370,88$ м, $D = 4,31$ м.

ВК	ПК38 + 44,00	Контроль
–		ВК ПК38 + 44,00
Т	ПК1 + 87,60	+
-----		Т ПК 1 + 87,60
ПчК	ПК36 + 56,40	-----
+		ПК40 + 31,60
К	ПК 3 + 70,88	–
-----		Д ПК 0 + 4,31
КК	ПК40 + 27,28	-----
		КК ПК40 + 27,29

Координати обчислюють за формулами

$$x = R \sin \varphi,$$

$$y = 2R \sin^2 \frac{\varphi}{2}.$$

При цьому

$$\varphi^0 = \frac{l180^0}{\pi R} = \frac{l}{R} \rho,$$

де l – відстань по кривій між даним пікетом і ПчК у першій половині кривої або між пікетом і КК – у другій половині кривої.

У таблицях для розмічування кривих є особливі таблиці для розмічування кривих по координатам, де за заданими величинами R і l можна знайти координати x і y .

9.4. Нівелювання траси. Обчислення висот точок

Після виносу траси в натуру, розмічування пікетів, плюсових точок, поперечних профілів, головних точок кривої і виносу пікетів на криві здійснюють нівелювання траси, в процесі якого визначають висоти зазначених точок, а також реперів, закладених уздовж траси через 3-5 км відстані.

Нівелювання здійснюють методом зсередини з контролем на станції (визначення перевищень по чорних і червоних сторонах двобічних рейок; отримання перевищень при двох горизонтах приладу у випадку застосування одnobічних рейок). Із метою контролю і підвищення точності визначення перевищень трасу нівелюють у прямому і зворотному напрямках або двома нівелірами в одному напрямку.

Схема нівелювання траси зображена на рис.102. При нівелюванні пікети звичайно є зв'язковими точками, а плюсові точки – проміжними.

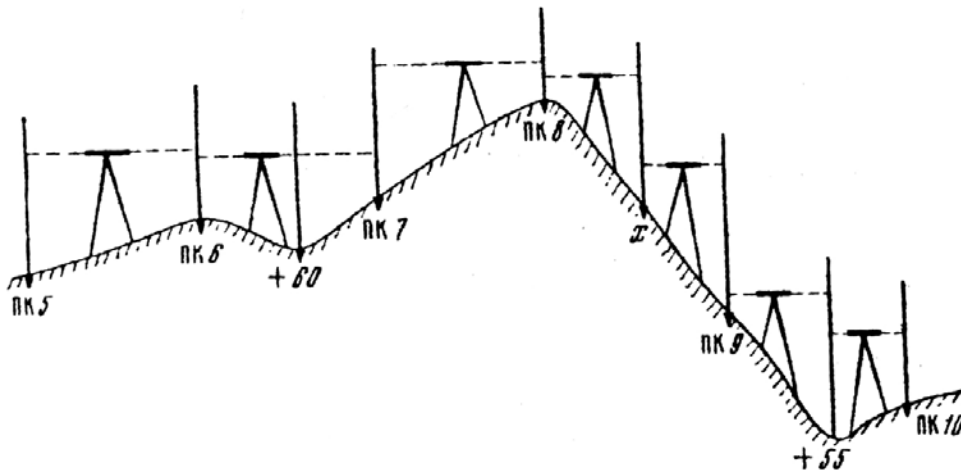


Рис. 102. Схема нівелювання траси

На зв'язкові точки беруть відліки по рейці з двох суміжних станцій по чорних і червоних сторонах рейок, у ре-

зультаті цього на кожній станції отримують два значення перевищень, з яких потім обчислюють середні значення. На проміжні точки беруть відліки з однієї станції тільки по чорній стороні рейки. Але коли неможливе нівелювання з однієї станції (великий нахил, перегин схилу), плюсові точки можуть бути зв'язковими (наприклад, +55) і замість однієї роблять дві або декілька станцій між сусідніми пікетами. При нівелюванні на крутому і однорідному схилі може трапитися, що візирний промінь буде нижче або вище рейок. У таких випадках замість однієї роблять дві або декілька станцій із додатковими зв'язковими точками, які називаються іксовими.

Для того щоб отримати профіль місцевості в напрямку, перпендикулярному до напрямку траси, здійснюють нівелювання поперечних профілів. Якщо дозволяють умови місцевості, то всі точки на поперечних профілях нівелюють як проміжні. Якщо за умовами місцевості одночасного нівелювання пікетів і точок на поперечних профілях здійснити неможливо, то точки на поперечних профілях нівелюють із кількох станцій, як із нівелірного ходу, прив'язаного до траси.

При нівелюванні траси ведуть журнал технічного нівелювання.

Журнал є документом строго обліку. Сторінки в журналі повинні бути пронумеровані й завізовані керівником робіт. Результати вимірювань записують олівцем. Записи ведуть обчислювальним шрифтом. Помилкові записи закреслюють, а всі вимірювання виконують наново, вказуючи причину повторних спостережень. На першій і останній сторінках запису ходу в графі 2 вказують номери або назви початкового і кінцевого реперів. У цій графі зазначають номери пікетів, позначення плюсових точок і точок на поперечному профілі.

У графах 3 і 4 записують відліки по середній нитці на задню і передню рейки. При цьому спочатку записують відліки по чорній (1) і червоній (2) сторонах задньої рейки, а потім по чорній (3) і червоній (4) сторонах передньої рейки. Після цього підраховують різниці висот нулів червоної і чорної сторін обох рейок, тобто $(2) - (1) = (5)$ та $(4) - (3) = (6)$. Ці різниці не повинні різнитися більше ніж на 5 мм.

Таблиця 19

Журнал нівелювання (рейки двобічні)

№ станцій	№ пікетів	Відліки по рейці, мм			Перевищення, мм	Середні перевищення, мм	Горизонт приладу, м	Висоти точок, м
		задня	передня	проміжні				
1	Реп. 1 ПК0	0951(1)	1401 (3)		- 450 (7) - 447 (8)	-448(9)		100,000(15) 99, 550(16)
		5736 (2)	6183 (4)					
		4785 (5)	4782 (6)					
2	ПК0 ПК1 ПК1+70	0933	1760	1248	- 827 - 825	- 826	100.483	98. 723 99.235
		5719	6544					
		4786	4784					
3	ПК1 ПК2	0256	2958		- 2702 - 2705	- 2704		96.018
		5039	7744					
		4783	4786					
4	ПК2 ПК3 ПК3,пр+20 ПК3,л.+20	1878	2461	0148 2978	- 583 - 587	- 585	97.896	95.431 97.748 94.918
		6660	7247					
		4782	4786					
27	$\sum 3$ $\sum П$ $\sum 3 - \sum П$ ПК23 х	-27172(10)	36298(11)		-9126(13)	-4563(14)		-4569(17) 107.090
		36298						
		-9126(12)						
		2372	0841					
28	х Δ Лушки	7156	5624		+1531 +1532	+1532		108.966
		4784	4783					
		2227	0348					
	$\sum 3$ $\sum П$	7009	5132		+1879 +1877	+1878		+2688
		4782	4784					
		-23792	18404					
	$\sum 3 - \sum П$	18404			+5388	+2694		
		+ 5388						

По ходу 2.4 км

$$f_{h\text{ доп}} = 50\sqrt{2.4} = 77 \text{ мм}$$

$$\sum h = +9004$$

$$H_K - H_{\text{поч}} = +8966$$

$$f_h = +38$$

У графі 6 підраховують з урахуванням знака перевищення як різниці відліків по чорних $(7) = (1) - (3)$ і червоних $(8) = (2) - (4)$ сторонах рейок, при цьому розходження між перевищеннями не повинні бути більше 5 мм. При великих розходженнях спостереження повторюють. У графі 7 обчислюють середні значення перевищень (9).

Висоти проміжних (плюсових) точок і точок на поперечних профілях визначають методом горизонту приладу. З цією метою в графі 8 на тих станціях, де є такі точки, обчислюють горизонт приладу

$$\Gamma\Pi = H_i + a_i.$$

У графі 9 обчислюють висоти зв'язкових (пікетів) і проміжних точок. При цьому висоти зв'язкових точок обчислюють із використанням середніх значень перевищень за формулою

$$H_i = H_{i-1} + h,$$

а висоти проміжних точок – методом горизонту приладу:

$$H_i = \Gamma\Pi - b_i.$$

На кожній сторінці і в кінці запису ходу здійснюють посторінковий контроль, тобто контрольні обчислення з метою виявлення можливих помилок обчислень. Контроль полягає в підрахунку сум відліків на зв'язкові точки по задній ΣZ і передній $\Sigma\Pi$ рейках. Різниця цих сум повинна дорівнювати подвійній сумі перевищень, тобто

$$\Sigma Z - \Sigma\Pi = 2\Sigma h.$$

Половина подвійної суми перевищень має дорівнювати сумі середніх перевищень, тобто

$$\frac{2\Sigma h}{2} = \Sigma h_{\text{сеп.}}$$

Нівелірні ходи, які спираються на вихідні нівелірні реperi, врівноважують у такому порядку:

а) обчислюють нев'язку ходу

$$f_h = \Sigma h_{\text{п}} - (H_K - H_{\text{поч}});$$

б) розподіляють нев'язку із протилежним знаком рівними частками на кожную станцію;

в) за виправленими перевищеннями обчислюють висоти пікетів.

9.5. Складання профілю траси

Нівелювання траси завершують графічним оформленням польових спостережень – складанням профілю траси за даними журналу нівелювання і пікетажної книжки. Для надання профілю кращої наочності лінію профілю перебільшують, тобто наносять висоти в більш крупному (звичайно в 10 разів) масштабі, ніж горизонтальне прокладення. Поперечні профілі складають в одному масштабі для горизонтальних і вертикальних відстаней.

Побудову профілю починають із розрахунку розташування лінії умовного горизонту на міліметровому папері (рис. 103). Нижче цієї лінії роблять розграфлення паралельними лініями для запису необхідних даних. Висоту умовного горизонту обирають так, щоби найнижча точка профілю розташовувалася вище від лінії умовного горизонту на 2-4 см. У відповідний рядок заносять усі пікети і плюсові точки, після чого від лінії умовного горизонту відкладають висоти пікетів і плюсових точок у прийнятому для вертикальних відстаней масштабі.

Усі нанесені по відмітках точки послідовно з'єднують прямими лініями й отримують лінію профілю.

Отримані за результатами нівелювання траси висоти називають відмітками землі, або фактичними відмітками. Фактичні відмітки виписують у відповідну графу. В графі відстаней виписують відстані між точками лише в тому випадку, якщо є плюсові точки. Під лінією графі відстаней виписують номери пікетів.

На плані прямих і кривих наносять точки початку і кінця кривих. Від цих точок проводять лінії вгору до лінії пі-

кетів. Навколо цих ліній виписують відстані до найближчих пікетів.

Від початку кожної кривої до її кінця проводять умовні дуги. Якщо поворот траси вправо – дугу проводять вверху, якщо траса повертає вліво – знизу. Навколо дуг виписують усі елементи кривої. Відрізки прямих ліній між кінцем попередньої кривої і початком наступної кривої називають прямими вставками.

Посередині кожної прямої вставки виписують її довжину, а під нею – румб. Контролем відстаней служить сума довжин усіх прямих вставок і кривих, яка повинна дорівнювати довжині всієї траси.

Румб вихідної лінії траси отримують прив'язкою до пунктів геодезичної мережі. Румби прямих вставок обчислюють за врівноваженими кутами повороту траси.

Посередині плану місцевості проводять вісь траси прямою лінією червоного кольору. В точках повороту траси показують стрілками напрямками поворотів. На плані умовними знаками показують ситуацію.

У самій нижній графі виписують назви ґрунтів, якими проходить траса. Зверху траси показують прив'язки до реперів і положення реперів відносно осі траси.

Поперечні профілі будують над тими точками, від яких вони побудовані на місцевості. Зверху профілю роблять підписи згідно з існуючими настановами по виробництву робіт.

Профіль оформлюють тушшю в три кольори: чорною, червоною і синьою.

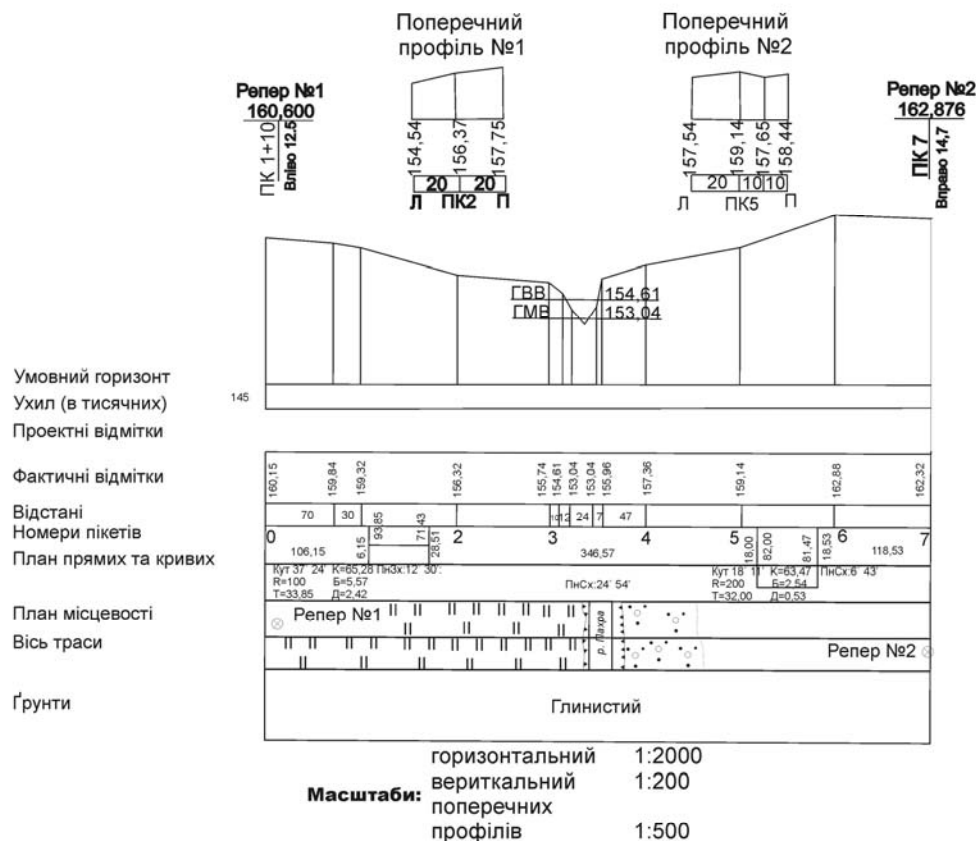


Рис. 103. Профіль траси

10. Нівелювання поверхні

У практиці будівництва дуже часто виникає необхідність визначення з підвищеною точністю різниці висот розташованих на майданчику точок і графічному зображенні рельєфу на порівняно невеликих ділянках місцевості. Такі задачі мають місце при спорудженні аеродромів, гідротехнічних об'єктів, будівництві міст і промислових підприємств, осушенні боліт, зрошені земель і т. ін.

Масштаб плану і висота перерізу рельєфу встановлюються в залежності від його призначення. Співвідношення масштабу плану і висоти перерізу рельєфу можуть бути

прийняті такі: для масштабу 1 : 500 – 0,25-0,50 м; 1 : 1000-1:2000 – 0,5-1,0 м; 1 : 5000 – 1-2 м.

Відстань між точками місцевості, висоти яких визначаються, залежить головно від складності рельєфу і відповідно до масштабу плану вважається такою, що дорівнює 5, 10, 20, 40 або 60 м.

На місцевості в точках встановлення рейки на рівні поверхні землі забиваються кілочки, а поруч із ними – «сторожки» з підписом номера точки.

У залежності від рельєфу і ступеня залісності ділянки існують різні способи нівелювання поверхні. Основними з них є: спосіб квадратів, спосіб паралельних ліній, спосіб полігонів і полярний спосіб.

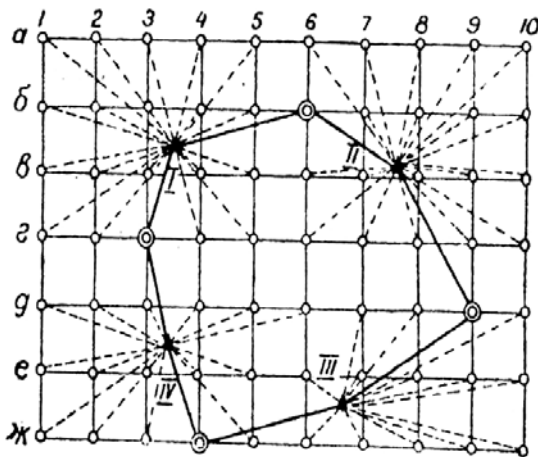


Рис. 104. Спосіб квадратів

Спосіб квадратів застосовується на відкритій місцевості з невеликими коливаннями висот. Сітка квадратів (рис. 104) будується на місцевості за допомогою теодоліта і мірної стрічки. Висоти точок визначаються нівелюванням уперед або нівелюванням зсередини. В першому випадку передача височок здійснюється

від станції I, в другому – від зв'язкової точки 3 г. Отже, з кількох станцій, що створюють замкнутий хід, передаються висоти на всі точки.

Спосіб паралельних ліній (рис. 105) застосовується як на відкритій, так і в закритій місцевостях. Положення точок місцевості визначається побудовою паралельних ліній (поперечників) від магістральних теодолітних або мензульних ходів. При цьому відстані між точками іноді можуть

бути різними (узгодженими з рельєфом місцевості для кращого його зображення).

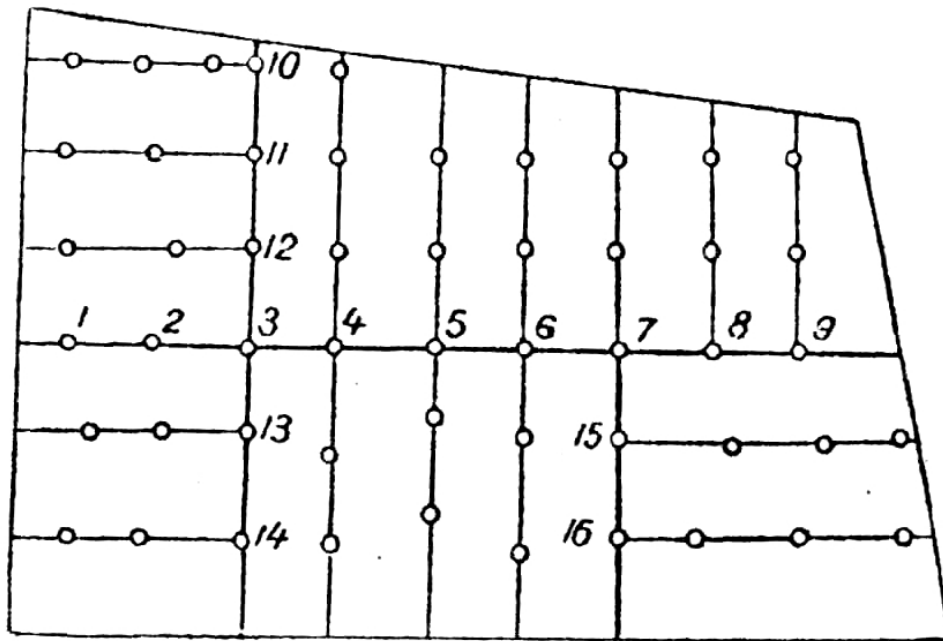


Рис. 105. Спосіб паралельних ліній

Довжина паралельних ліній повинна бути такою, щоби не внести суттєвої похибки в плані (при провішуванні) і по висоті (при нівелюванні висячих ходів).

Спосіб полігонів (рис. 106) зручніше застосовувати на відкритій місцевості з крупними формами рельєфу. Планова основа нівелірної зйомки створюється замкнутими теодолітними ходами по вододілах і водозливах. Периметр полігонів і їх кількість залежать від площі ділянки і характеру рельєфу.

Одночасно з прокладанням ходів перпендикулярно сторонам розмічуються поперечники.

Нівелювання точок на сторонах ходу і поперечниках здійснюється будь-яким із вказаних раніше способів.

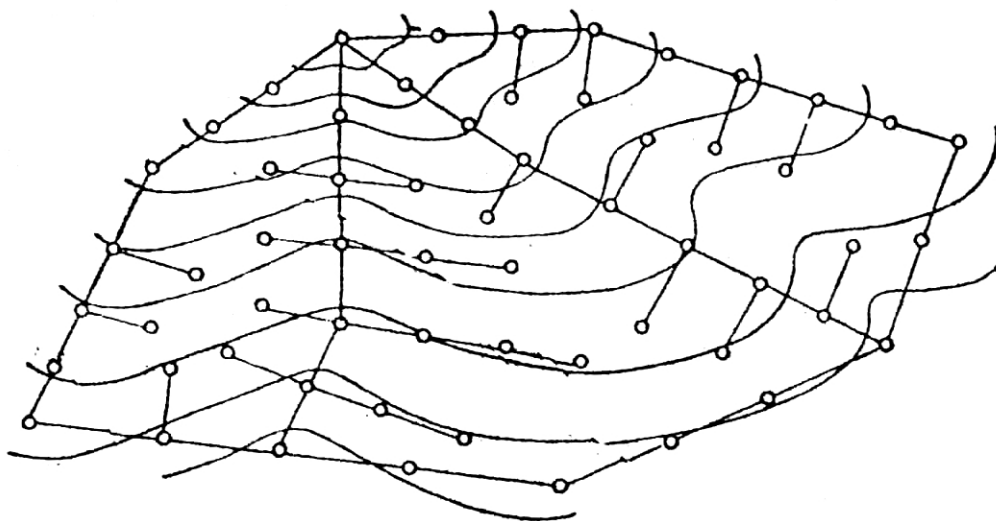


Рис. 106. Спосіб полігонів

У півзакритій місцевості з добре вираженим рельєфом застосовується полярний спосіб нівелювання ділянки (рис. 107). Планове положення поворотних і інших точок полігону визначається теодолітними або мензульними ходами.

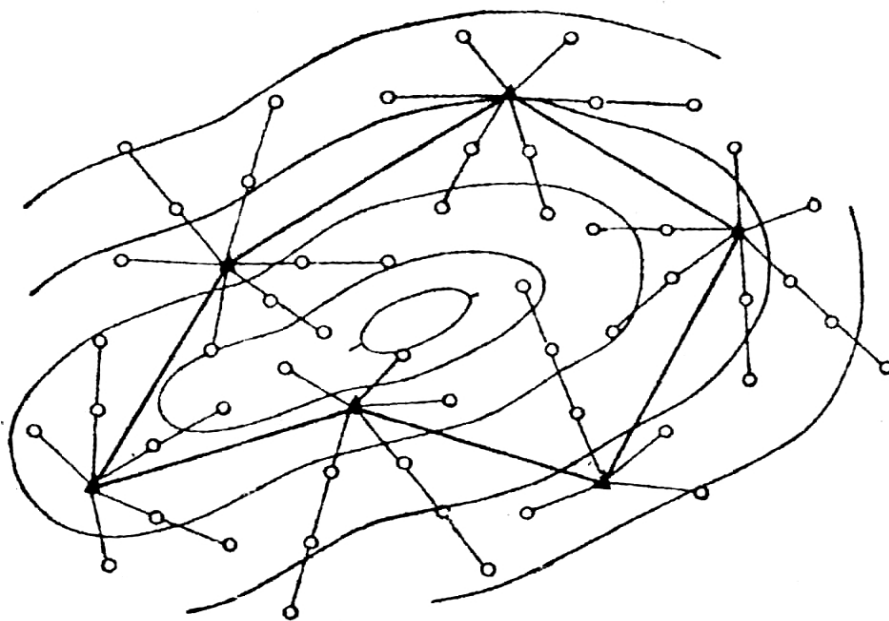


Рис. 107. Полярний спосіб

Відстані від місць встановлення нівеліра до точок при зйомці в масштабі 1 : 2000 і дрібніше дозволяється визна-

чати віддалеміром. Перевищення визначають нівеліром, як і при нівелірній зйомці способом квадратів.

11. Способи проведення горизонталей

При побудові горизонталей виходять із припущення, що схил між кожною парою сусідніх висотних точок прямий. Отже, при русі від однієї з них до іншої висоти змінюються пропорційно горизонтальним прокладенням. Виходячи з цього, на прямій лінії, яка з'єднує кожну пару сусідніх точок, методом інтерполяції знаходять точки, через які повинні пройти горизонталі даної висоти перерізу. Для цього є три способи інтерполяції: шляхом інтерполяції, на око і графічно.

При інтерполяції шляхом обчислень слід спочатку вимірювати всі відстані між даними точками, а потім за пропорцією обчислити відстані від них до шуканих горизонталей.

Приклад. Необхідно знайти, де проходять горизонталі між точками з висотами 165,7 і 167,4 м (різниця висот 1,7 м). При заданій висоті перерізу рельєфу 1 м, горизонталь 166 м пройде вище від нижньої точки на 0,3 м, а горизонталь 167 м – на 0,4 м нижче від верхньої точки. Якщо весь інтервал між даними точками дорівнює 27,3 мм, то відстань від точки з висотою 165,7 м до горизонталі 166 м складе $(27,3 \times 3) : 17 = 4,8$ мм, а відстань від точки з висотою 167,4 м до горизонталі 167 м буде $(27,3 \times 4) : 17 = 6,4$ мм. Відстань між горизонталями 166 м і 167 м дорівнює $(27,3 \times 10) : 17 = 16,1$ мм.

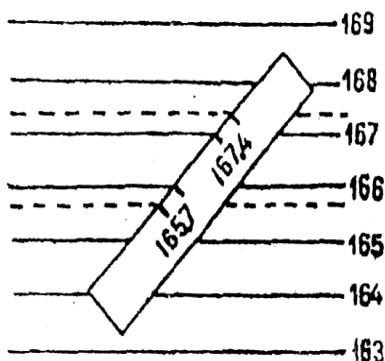
При інтерполяції на око інтервали між заданими висотними точками поділяються на частки без вимірювання та обчислення, а тільки окомірною оцінкою співвідношення цих часток. У нашому прикладі ці частки повинні знаходитися у співвідношенні 3, 10 і 4. Цей спосіб найшвидший, але вимагає певного досвіду в такій роботі.

Для графічної інтерполяції необхідно на окремому аркуші креслярського паперу заздалегідь заготувати графік у вигляді ретельно виконаної системи паралельних ліній, які знаходяться на однакових відстанях (рис. 108).

Прийнявши їх за сліди від перетину вертикальної площини площинами горизонталей заданої ділянки, необхідно підписати їх висотами цих горизонталей. Потім, приклавши до заданих двох точок на плані заданої ділянки заздалегідь заготовлену невелику вузьку смужку креслярського паперу, відмічають на ній рисками положення цих двох точок.

Далі смужку слід накласти на графік так, аби положення рисок відповідало висотам 165,7 м і 167,4 м. Відмітивши на смужці двома рисками місце горизонталей 166 і 167, залишається лише повернути смужку на план і перенести на нього точки шуканих горизонталей. Для графічної інтерполяції в заданих варіантах, як правило, можна обійтися двома графіками з відстанню між сусідніми паралельними лініями, яка дорівнює 4 мм і 10 мм. Якщо такі графіки виготовляти на прозорій основі, то можна їх відповідним чином укласти на кожний інтервал між парою висотних точок плану.

Рис. 108. Графік для графічної інтерполяції



Через однойменні по висоті точки, які отримані інтерполяцією в різних інтервалах, проводяться горизонталі як плавні криві. Слід мати на увазі, що фактично між парою сусідніх точок схил може дещо відрізнятися від прямого. Тому при проведенні горизонталей не слід строго дотримуватися точок, отриманих при інтерполяції, а здійснювати укладання рельєфу.

Контрольні запитання та завдання

1. Охарактеризуйте види нівелювання.
2. Поясніть суть і способи геометричного нівелювання.
3. Надайте класифікацію геометричного нівелювання.
4. Охарактеризуйте нівелірні знаки.
5. Які види нівелірних робіт ви знаєте?
6. Наведіть класифікацію нівелірів.
7. Поясніть будову нівеліру з циліндричним рівнем.
8. Охарактеризуйте нівеліри з компенсаторами.
9. Обґрунтуйте основні перевірки і дослідження нівелірів.
10. Що собою являють нівелірні рейки?
11. Які основні перевірки нівелірних рейок?
12. Як визначити висоти точок зйомочної мережі?
13. Що таке технічне нівелювання?
14. Поясніть порядок трасування лінійних споруд.
15. Як здійснюється вибір напрямку й закріплення траси?
16. Як відбувається розмічування пікетів по трасі?
17. Поясніть порядок розмічування головних точок кругової кривої.
18. Як відбувається винесення пікетів на криву?
19. Охарактеризуйте порядок нівелювання траси.
20. Обґрунтуйте порядок складання профілю траси.
21. Поясніть, як здійснюється нівелювання поверхні.
22. Охарактеризуйте основні способи проведення горизонталей.

На рис. 109 показана горизонтальна площина T_o , яка проходить через точки A_o , B_o , C_o , E_o і перетинає місцевість по лінії FGH .

При полярному способі планове положення шуканої точки C відносно відомої точки A_o і відомого напрямку A_oB_o визначається горизонтальним кутом β і відстанню D_o .

При біполярному способі планове положення точки C визначається відносно двох відомих точок A_o і E_o двома горизонтальними кутами β_1 і β_2 . У цьому випадку точка C буде отримана засічкою на перетині двох прокреслених напрямків (точка C_o).

При проведенні мензульної зйомки для визначення планового положення і висот точок місцевості вимірюються відстані й вертикальні кути. Горизонтальні кути при мензульній зйомці не вимірюються, а будуються на планшеті графічним способом, тому мензульну зйомку називають кутонарисною. Всі вимірювання і графічні побудови виконуються за допомогою комплексу топографічних приладів (рис. 110), до якого належить мензула 4, кіпрегель 3, одна або кілька топографічних рейок 1, польова парасолька 2. Крім того, до комплексу входять землемірна стрічка або рулетка, центрувальна вилка й орієнтир-бусоль.

Мензула забезпечує встановлення планшета, на якому створюється зйомочний оригінал карти, над обраною точкою місцевості на зручній для роботи висоті. Вона дозволяє орієнтувати планшет і приводити його в горизонтальне і стійке положення.

Кіпрегель має зорову трубу і лінійку, які забезпечують точне візування на шукані точки і прокреслення на планшеті ліній візування. Крім того, в кіпрегелі є спеціальні пристрої: вертикальний круг для вимірювання вертикальних кутів, номограмні криві для визначення перевищень і оптичний нитковий віддалемір для визначення відстаней за допомогою спеціальної топографічної рейки з поділками.

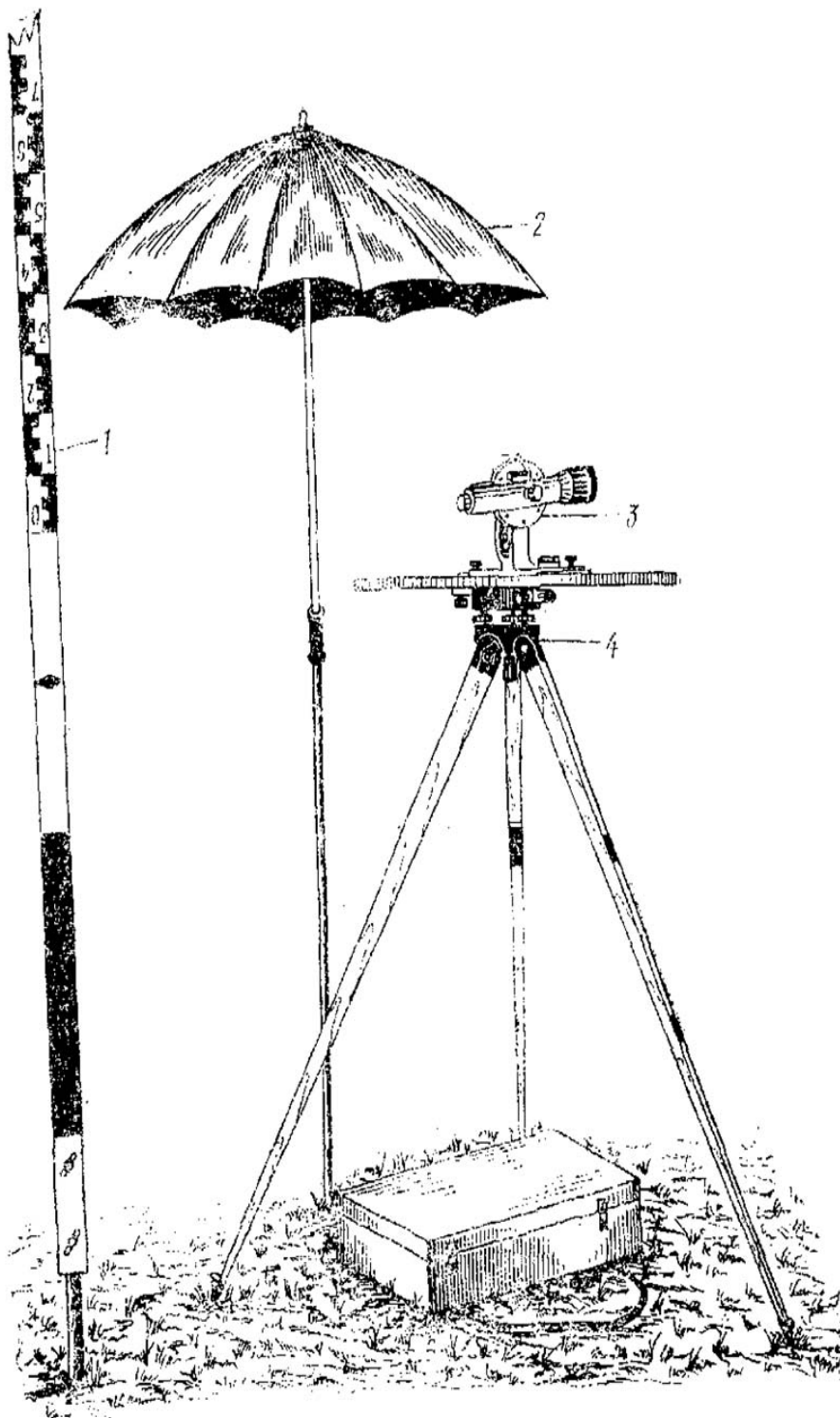


Рис. 110. Основні прилади мензульної зйомки:
1 – топографічна рейка; 2 – польова парасолька;
3 – кіпрегель; 4 – мензула

Польова парасолька служить для захисту зйомочного планшета і приладів від впливу сонячних променів, опадів і вітру.

Відстань між точками, планове положення яких отримано на планшеті, може бути безпосередньо виміряна циркулем-вимірником і визначена за поперечним масштабом. У деяких випадках при проведенні зйомочних робіт для точного вимірювання відстаней використовується землемірна стрічка або рулетка.

Для виконання зйомки мензулу встановлюють на точці, планове і висотне положення якої визначено. За допомогою кіпрегеля і мензули планшет орієнтують, тобто приводять у положення, при якому лінії на планшеті встановлюються паралельно горизонтальним прокладенням відповідних ліній на місцевості.

Для визначення на планшеті планового положення точок місцевості, необхідних для її картографічного зображення, зорову трубу кіпрегеля послідовно наводять на рейку, встановлену на цих точках, при цьому необхідно суміщати край лінійки кіпрегеля з відомою точкою, що позначає на планшеті положення точки встановлення приладу. Виміряні віддалеміром відстані до шуканих точок відкладають по краю лінійки циркулем у масштабі зйомки. Планове положення точок, віддалених від точки розташування на значні відстані, звичайно отримують шляхом графічних засічок.

Для визначення висот характерних точок місцевості за допомогою кіпрегеля вимірюють вертикальні кути і тим чи іншим способом відстані, за якими потім обчислюються перевищення і висоти точок, або визначають перевищення за номограмними кривими.

Таким чином, мензула і кіпрегель дозволяють виконувати всі графічні побудови і вимірювання, необхідні для

створення оригіналу топографічної карти безпосередньо в процесі польових робіт.

Орієнтир-бусоль при топографічній зйомці використовується для визначення величини схилення магнітної стрілки, а також для орієнтування зйомочного планшета. Вона має магнітну стрілку, яка в незакріпленому стані встановлюється у напрямку магнітного меридіана, що збігається з напрямком силових ліній магнітного поля Землі в даній точці.

Горизонтальний кут, складений однойменними напрямками астрономічного (істинного) і магнітного меридіанів у даній точці, називається схиленням магнітної стрілки. Якщо північний кінець магнітної стрілки відхиляється на схід від астрономічного меридіана, схилення магнітної стрілки вважається східним (додатним), якщо на захід – західним (від’ємним).

Схилення магнітної стрілки вимірюють по точках, рівномірно розташованих на площі кожної зйомочної трапеції.

Мензульна зйомка, як правило, виконується для отримання топографічних планів невеликих ділянок місцевості в масштабах $1 : 5000 - 1 : 500$, коли відсутні матеріали аерофотозйомки або використання їх економічно недоцільне.

Недоліками мензульної зйомки є те, що вона значною мірою залежить від погоди; план місцевості можна складати тільки в одному, заздалегідь обраному масштабі; утруднений поділ праці, оскільки всі вимірювання і креслення плану виконується одним виконавцем. Усе це знижує продуктивність зйомочних робіт і підвищує їх собівартість.

Основна перевага мензульної зйомки в порівнянні з тахеометричною зумовлена тим, що план місцевості створюється в полі. Це дозволяє звести до мінімуму об’єм камеральних робіт, дає можливість порівнювати отримане на

плані зображення з натурою і в такий спосіб досягати більш повної відповідності між планом і місцевістю.

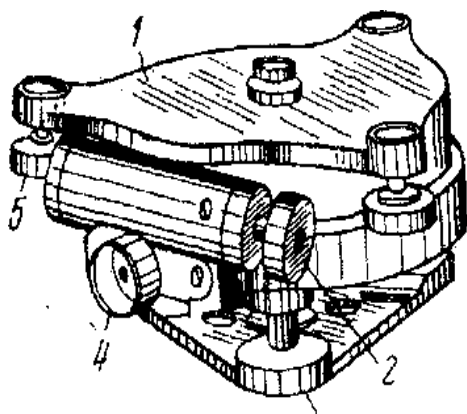
2. Прилади, що застосовуються при мензульній зйомці

2.1. Мензула

Мензула складається зі штативу, підставки і мензульної дошки-планшета.

Підставка служить для з'єднання планшета зі штативом і забезпечує центрування, горизонтування й орієнтування планшета. Підставка з'єднується з головою штатива становим гвинтом. Універсальна металева підставка типу МУ (рис. 111) складається з двох частин: верхньої і нижньої. Верхня частина 1, що обертається, має три гвинти 5 для закріплення на ній планшета і забезпечена затискним (закріпним) 4 і навідним 2 гвинтами. Нижня нерухома частина підставки, на який закріплена вісь обертання мензули, має три підйомних гвинти 3 для горизонтування планшета, які проходять через пластинчасту пружину.

Рис. 111. Підставка типу МУ



Планшет являє собою дерев'яну дошку розмірами 60 х 60 х 3 см, виготовлену із сухої витриманої ялини або липи. На дошці мідними цвяхами закріплюється лист алюмінію (міді) з наклеєним на нього аркушем високоякісного креслярського паперу. Інколи папір наклеюють (закріплюють) безпосередньо на мензульну дошку. При перенесенні планшет заго-

ртають клейонкою і вкладають у брезентовий чохол із фланелевою підкладкою.

Для встановлення мензули в робоче положення служить циліндричний рівень, центрувальна вилка з виском і орієнтир-бусоль. Циліндричний рівень, який служить для приведення площини планшета в горизонтальне положення за допомогою підйомних гвинтів підставки, звичайно закріплюється на лінійці кіпрегеля. Центрувальна вилка з виском використовується для центрування планшета над точкою місцевості. Орієнтир-бусоль служить для попереднього орієнтування планшета відносно сторін горизонту.

2.2. Перевірки мензули

Перед початком зйомочних робіт повинні бути виконані такі перевірки мензули.

1. Мензула повинна бути стійкою.

Закріпивши всі гвинти мензули і штатива, наводять зорову трубу кіпрегеля на віддалений предмет. Легенько натискаючи пальцем на планшет зверху і з боків, спостерігають у зорову трубу. Якщо мензула пружинить, тобто після припинення дії навантаження на планшет перехрестя сітки ниток повертається в точку візування, то умову виконано. При невиконанні умови перевіряють кріплення дошки до підставки, підставки до головки штатива і накопичувачів на кінцях ніжок штатива, перевіряють люфт у підйомних гвинтах і головці штатива. У разі необхідності виконують регулювання вказаних деталей. Якщо після цього мензула залишається нестійкою, то її виправлення здійснюється в майстерні.

2. Робоча поверхня планшета повинна бути площиною.

Перевірку здійснюють перевіреною лінійкою кіпрегеля, прикладаючи її укісним ребром до поверхні планшета. Якщо між ребром лінійки і планшетом за будь-яким напрямком немає проміжків або величина проміжку не перевищує 0,5 мм, то умова виконана. В іншому випадку

планшет до роботи непридатний. Виправлення мензульної дошки виконується в столярній майстерні.

3. Верхня площина планшета повинна бути перпендикулярна до осі обертання приладу.

За допомогою перевіреного рівня при лінійці кіпрегеля підйомними гвинтами приводять площину планшета в горизонтальне положення. Обертаючи планшет навколо вертикальної осі, спостерігають відхилення бульбашки від нуля-пункту. Якщо відхилення бульбашки не перевищує 2-х поділок, то умову виконано. В іншому випадку мензулу необхідно відремонтувати в майстерні.

2.3. Кіпрегелі

Кіпрегель служить для візування на точки місцевості, прокреслення напрямків на планшеті, визначення відстаней і перевищень по віддалемірній рейці.

Сьогодні при топографічних зйомках на чистій основі і фотопланах використовуються переважно кіпрегелі з номограмним перетворювачем типів КА-2 і КН. З 1975 року серійно випускається номограмний кіпрегель у двох варіантах: КН із рівнем при вертикальному крузі і КН-К з компенсатором. Випуск кіпрегеля КА-2 припинений, але він досить часто використовується у виробництві.

Кіпрегель-автомат КА-2 (рис. 4, а) складається з лінійки, колонки 14 і зорової труби зі збільшенням 30^{\times} . Лінійка кіпрегеля складається із двох частин: широкої (основної) лінійки 10, яка є основою кіпрегеля, і вузької додаткової лінійки 13. Вузька лінійка за допомогою двох шарнірів 1 і 12 з'єднана з широкою лінійкою і створює сумісно з нею систему шарнірного паралелограма, що дозволяє наносити на планшет 15 шукані точки без пересування кіпрегеля. На широкій лінійці закріплені масштабна лінійка, циліндричний рівень 9 для приведення у горизонтальне положення поверхні планшета, ролик 11 для повороту кіпрегеля на

планшеті і колонка. Колонка має ручку 7, призначену для грубого переміщення приладу по планшету або його перестановки. У верхній частині колонки закріплена осьова система, на втулці якої нерухомо закріплений скляний вертикальний круг 6 (лімб), а на основі – зорова труба 4. На колонці є навідний гвинт 2 труби і мікрометрений (елеваційний) гвинт 8 лімба, який служить для установки вертикального круга. При трубі є реверсивний рівень 5, який встановлюється за допомогою навідного гвинта 2; з використанням його в умовах рівнинної місцевості перевищення можна визначати горизонтальним променем візування.

Зорова труба з внутрішнім фокусуванням являє собою оптичну систему, що складається з об'єктива, фокусної лінзи і окуляра 3. У полі зору труби знаходяться зображення кривих горизонтальних прокладень D (рис. 4, б), перевищень і початкового кола H із поділками через $10'$, нанесеними на лімбі. На рис. 4, б зображено відліки: $d = 19,2 \text{ см} \times 100 = 19,2 \text{ м}$; $h = 6,8 \text{ см} \times (-100) = -6,80 \text{ м}$; $h = 34,0 \text{ см} \times (-20) = -6,80 \text{ м}$; $v = 90^\circ - 109^\circ 24' = -19^\circ 24'$.

Головним недоліком кіпрегеля КА-2 є обмеженість поля зору Г-подібною номограмою, що погіршує експлуатаційні якості приладу, приводить до швидкого стомлення спостерігача і знижує продуктивність праці. Цього недоліку не має кіпрегель типу КН із номограмними кривими, розміщеними по всьому полю зору труби.

Кіпрегель КН (рис. 4, в) складається із зорової труби 1, колонки 12 і двох лінійок: основної 10 і додаткової 3. Зорова труба для зручності спостережень забезпечена ламаним окуляром 13. Фокусування здійснюється кремальєрою 2, встановленою на кожусі труби.

На колонці кіпрегеля є навідний гвинт 14 труби, суміщений із закріпним гвинтом, і мікрометрений (елеваційний) гвинт 16 вертикального круга. Рівень 15, з'єднаний із вертикальним кругом, служить для встановлення нуля кру-

га. На кожусі вертикального круга, який обертається разом із трубою, закріплений реверсивний рівень 17. Наявність цього рівня дозволяє використовувати кіпрегель як нівелір. У нижній частині колонки закріплений циліндричний рівень 11, необхідний для приведення площини планшета в горизонтальне положення. На додатковій лінійці є паз, по якому переміщується зйомна масштабна лінійка 9 зі штифтом 4 для нанесення шуканих точок.

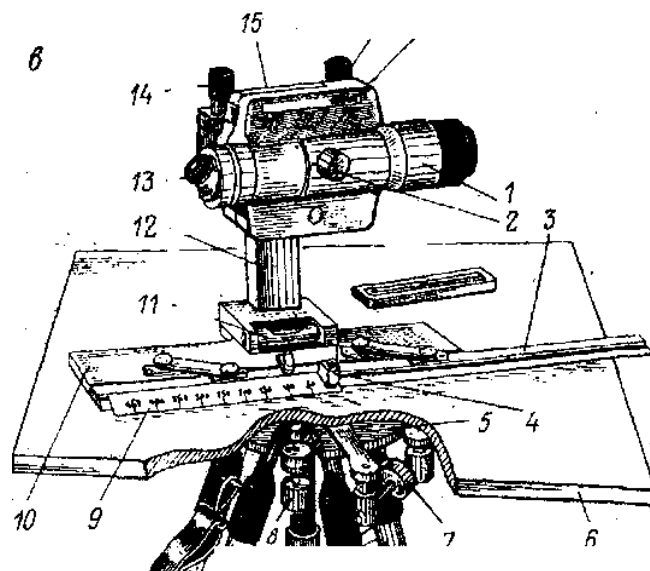
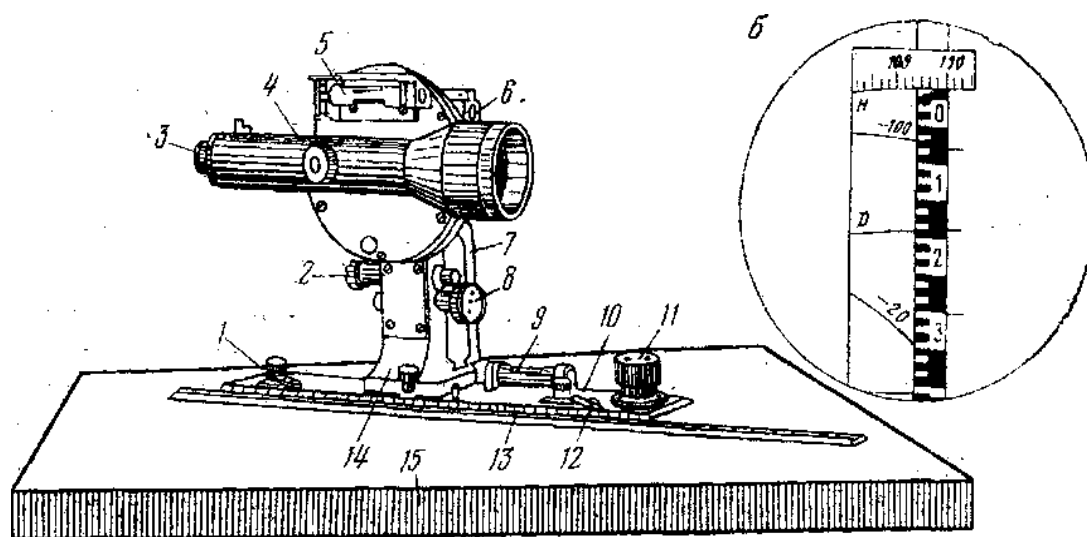


Рис. 112. Кіпрегелі
а – КА-2; б – поле зору
труби КА-2; в – КН; г –
поле зору труби КН

Зорова труба може нахилитися в межах $\pm 40^\circ$. Номограмні криві горизонтальних прокладень D із коефіцієнтами 100 і 200 та криві перевищень, які мають у залежності від кута нахилу коефіцієнти +10, -10, +20, -20, +100, -100, що знаходяться в полі зору при КЛ (рис. 4, г); мають: $d = 36,1 \text{ см} \times 100 = 36,1 \text{ м}$; $h = 12,4 \text{ см} \times (+10) = +$

1,21 м; $h = 6,1 \text{ см} \times (+20) = +1,22 \text{ м}$; $\nu = +1^{\circ}56'$. В нижній частині поля зору розташовується основна (початкова) крива, відносно якої беруться відліки по рейці для визначення горизонтальних прокладень і перевищень. При візуванні на рейку основну криву наводять на нуль рейки, встановлений за допомогою висувної підставки на висоту приладу. З основною кривою суміщене зображення лімба вертикального круга з оцифровкою градусних поділок. Перед зняттям відліків бульбашку рівня вертикального круга необхідно привести до нуля-пункту. Місце нуля МО і кут нахилу ν обчислюють за формулами

$$MO = \frac{KP - KL}{2};$$

$$\nu = \frac{KP + KL}{2} = KL + MO = KP - MO.$$

Кіпрегель КН дозволяє вимірювати: відстані – з відносною похибкою не більше 1 : 500; перевищення на 100 м відстані – із середньою квадратичною похибкою при $K_h = 10 - 3 \text{ см}$, $K_h = 20 - 6 \text{ см}$, $K_h = 100 - 15 \text{ см}$; вертикальні кути з одного прийому – із середньою квадратичною похибкою $45''$. Кіпрегель КН-К відрізняється від КН лише наявністю оптичного компенсатора вертикального круга з діапазоном дії $10'$ і похибкою самовстановлення $5''$.

2.4. Перевірки кіпрегеля

Перед початком робіт із кіпрегелем слід виконати ряд перевірок.

1. Укісне ребро лінійки кіпрегеля повинно бути прямою лінією.

На планшеті прокреслюють лінію вздовж укісного краю лінійки кіпрегеля. Потім повертають кіпрегель на 180° і, приклавши укісне ребро лінійки до проведеної лінії, прокреслюють ще одну лінію. Якщо обидві лінії по всій їх протяжності збігаються або відхиляються в межах 0,1 мм,

то умова виконана. В іншому випадку усунення дефекту лінійки виконується в майстерні.

2. Нижня поверхня лінійки кіпрегеля має бути площинною.

Перевірку виконують прикладанням лінійки кіпрегеля до перевіреної поверхні. Якщо кінці лінійки вигнуті в верх, то при встановленні на планшет кіпрегель буде менш стійкий. У цьому випадку лінійку необхідно виправити в майстерні. Невелика ввігнутість кінців лінійки вниз значення не має, оскільки під тяжінням кіпрегеля вона усувається.

3. Рухома (додаткова) лінійка кіпрегеля, знаходячись на різних відстанях від основної, повинна переміщуватися паралельно самій собі.

При нерухомому положенні кіпрегеля на планшеті встановлюють додаткову лінійку на різних відстанях від основної і кожний раз прокреслюють уздовж укісного ребра лінію. При дотриманні умови відстані між двома лініями на всій їх протяжності повинні бути постійними або відрізнятися в межах 0,2 мм.

4. Вісь циліндричного рівня на лінійці кіпрегеля повинна бути паралельною нижній площині лінійки.

Лінійку кіпрегеля встановлюють посередині планшета за напрямком двох підйомних гвинтів, обертанням гвинтів приводять бульбашку рівня до нуля-пункту і прокреслюють лінію. Потім переставляють кіпрегель навколо цієї прямої на 180° . Якщо бульбашка рівня залишилася в нуля-пункті або відхилилася від нього не більш ніж на одну поділку, то умова виконана. В іншому випадку бульбашку за допомогою виправних гвинтів рівня переміщують на половину дуги відхилення в бік нуля-пункту, а на половину – підйомними гвинтами підставки. Перевірку виконують до того часу, поки умова не буде виконана.

5. Візирна ось труби повинна бути перпендикулярною до осі обертання труби.

Привівши планшет у горизонтальне положення, наводять трубу кіпрегеля на віддалений предмет і вдовж укісного ребра лінійки прокреслюють лінію. Потім трубу переводять через зеніт і візують на той самий предмет. Вдовж укісного ребра лінійки проводять другу лінію. Якщо лінії збігаються, то умову виконано. Якщо між лініями утворився кут, що дорівнює подвійній колімаційній похибці, його поділяють бісектрисою навпіл і прикладають до неї лінійку кіпрегеля. При цьому перехрестя сітки ниток буде зміщене відносно зображення цілі. Тоді боковими виправними гвинтами сітки домагаються суміщення перехрестя сітки із зображенням візирної цілі.

6. Вісь обертання зорової труби повинна бути паралельною площині лінійки кіпрегеля.

Двічі (при КЛ і КП) візують на високо розташовану точку на стіні будинку. Потім опускають зорову трубу до горизонтального прокладення візирної осі, при цьому необхідно кожний раз відмічати положення перехрестя сітки ниток на стіні. Якщо проекції точки, отримані за двома кругами, збіжаться, то умова виконана. В іншому випадку виправлення здійснюється в майстерні.

7. Вертикальна нитка сітки повинна знаходитись у колімаційній площині труби.

Планшет встановлюють у горизонтальне положення і наводять вертикальну нитку труби кіпрегеля КН (або правий вертикальний край Г-подібної пластинки у КА-2) на нитку виска. При цьому вертикальна нитка сітки повинна збігатися з ниткою виска. Якщо умова невиконана, то виправлення здійснюється в майстерні.

8. Колімаційна площа труби повинна бути паралельною укісному краю лінійки кіпрегеля.

Візують кіпрегелем на віддалену точку і вдовж укісного краю лінійки прокреслюють лінію. На цій лінії на відстані 20-30 см одна від одної висково розташовують дві тонкі

голки. Якщо лінія візування неозброєним оком по кінцях голок проходить через спостережувану ціль, то умова виконана. При невиконанні умови виправлення, як правило, не здійснюється. Дана похибка має систематичний характер і на побудову кутів на планшеті не впливає. Її необхідно враховувати лише при орієнтуванні планшета по бусолі.

9. Вісь реверсивного рівня на кожусі вертикального круга повинна бути паралельною візирної осі труби.

На відстані 100-150 м від приладу висково встановлюють рейку. Зорову трубу кіпрегеля приводять до горизонтального положення за реверсивним рівнем і, двічі візуючи на рейку, беруть відліки при двох положеннях вертикального круга (КЛ і КП). Обчислюють середній відлік по рейці, який відповідає горизонтальному положенню візирної осі, і навідним гвинтом труби візують на цей відлік. При цьому бульбашка рівня зміститься відносно нуля-пункту. Виправним гвинтом рівня приводять бульбашку до нуля-пункту. При цьому положенні відлік по вертикальному кругу повинен дорівнювати МО, а відлік за номограмою кривою перевищень – нулю.

10. Місце нуля МО вертикального круга повинно бути постійним і дорівнювати 0° у кіпрегеля КН і 90° – у КА-2.

Перевірка виконується так само, як і в теодолітів.

11. При горизонтальному положенні візирної осі труби криві перевищень із коефіцієнтами $+10$ і -10 повинні перетинатися в одній точці, яка збігається з точкою перетинання початкової кривої H із вертикальною лінією сітки.

По вертикальному кругу встановлюють відлік, який дорівнює МО, при положенні бульбашки рівня у нуля-пункті. Якщо умова не виконується, то необхідно зняти кожух вертикального круга і виправними гвинтами номограми, розташованими над циліндричним рівнем, встановити номограму в необхідне положення.

Визначення фактичних значень коефіцієнтів кривої горизонтальних прокладень і кривих перевищень.

Фактичне значення K'_D коефіцієнта кривої горизонтальних прокладень визначають шляхом порівняння значень горизонтальних прокладень лінії, отриманих за допомогою номограм і виміряних мірною стрічкою, за формулою

$$K'_D = 100 \frac{D_{стр}}{D_{ном}}.$$

Якщо K'_D відрізняється від 100 більш ніж на 0,2, то у виміряні за номограмами довжини слід вводити поправки.

Фактичне значення коефіцієнтів кривих перевищень K'_h визначають шляхом порівняння перевищень, отриманих із геометричного нівелювання і за допомогою номограм, за формулою

$$K'_h = K_h \frac{h_{нів}}{h_{ном}}.$$

Якщо розходження між фактичними і номінальними (± 10 , ± 20 , ± 100) значеннями коефіцієнтів перевищують, відповідно, 0,1; 0,2 і 0,4, то у виміряні за номограмою перевищення повинно бути здійснено не менше 10 вимірювань у прямому і зворотному напрямках. При цьому додатні і від'ємні значення K_h визначають окремо.

2.5. Перевірки бусолі

Бусоль повинна задовольняти таким вимогам.

1. Магнітна стрілка повинна бути достатньо чутливою.

Для перевірки дотримання цієї умови корпус бусолі приводять у горизонтальне положення, відкріплюють аретир, і надавши можливість стрілці заспокоїтися, здійснюють відлік по одному з її кінців. Потім залізним предметом виводять стрілку з рівновагі і, коли стрілка заспокоїться, знову роблять відлік по ідентичному кінцю. Обидва відліки повинні бути однаковими. Перевірку виконують декіль-

ка разів. Якщо відліки різняться між собою, то можна вважати, що стрілка або слабо намагнічена, або вістря шпильки недостатньо відточене, або погано відшліфована внутрішня поверхня шляпки стрілки. Ці недоліки виправляються в майстерні.

2. Магнітна стрілка повинна бути врівноваженою.

Для виконання перевірки приводять корпус бусолі в горизонтальне положення і відкріплюють аретир. Якщо кінці вільної стрілки будуть знаходитися у площині кільця бусолі, то умова виконана. У іншому випадку необхідно змістити важіль стрілки, і перевірку виконати наново. Зміщення важеля здійснюється доти, поки умова не буде виконана.

3. Вісь обертання магнітної стрілки повинна проходити через центр градусного кільця бусолі.

Для дотримання цієї умови градусне кільце бусолі приводять в горизонтальне положення і, відкріпивши аретир, роблять відлік по обох кінцях бусолі. Якщо відліки збігаються або різняться на 180° (в залежності від конструкції бусолі), то умову виконано. В іншому випадку це говорить про те, що магнітна стрілка має ексцентриситет. Усунути ексцентриситет магнітної стрілки неможливо, але вплив його можна і необхідно виключити. Для цього необхідно робити відліки по обох кінцях стрілки, а за остаточне приймати середнє значення.

4. Магнітна вісь стрілки повинна збігатися з геометричною.

Якщо магнітна ось не збігається з геометричною, то між ними утворюється кут. Для його визначення необхідно порівняти показання даної стрілки з показаннями стрілки перевіреної бусолі.

Якщо магнітна ось не збігається з геометричною, то до кожного результату вимірювань по бусолі необхідно додавати поправку або замінити стрілку на іншу.

5. Нульовий діаметр кільця бусолі повинен бути паралельний укісному краю коробки.

Перевірка виконується безпосереднім вимірюванням циркулем відстаней між діаметром, що проходить через 0° , і укісним краєм коробки.

3. Встановлення (приведення) мензули в робоче положення

Приведення мензули в робоче положення складається із центрування, горизонтування (нівелювання) і орієнтування планшета. Виконання цих дій здійснюється методом послідовних наближень. Спочатку «на око» орієнтують планшет за сторонами світу, потім наближено центрують і горизонтують планшет. У подальшому уточнюють встановлення планшета за допомогою відповідних приладів. При цьому останньою дією повинно бути орієнтування планшета.

Центрування мензули полягає у встановленні планшета так, щоби точка на планшеті була розташована на одній прямовисній лінії з відповідною точкою встановлення приладу на місцевості. Похибка центрування планшета над точкою не повинна перевищувати половини точності масштабу, тобто для масштабу $1 : 500 - 2,5$ см, $1 : 1000 - 5$ см, $1 : 2000 - 10$ см і $1 : 5000 - 25$ см. Тому при зйомці у масштабах $1 : 500 - 1 : 2000$ центрування планшета виконується за допомогою центрувальної вилки з виском, а при зйомці у масштабі $1 : 5000$ і дрібніше мензулу центрують «на око».

Горизонтування планшета, тобто приведення його в горизонтальне положення, виконують за допомогою перевіреного циліндричного рівня на лінійці кіпрегеля. Для цього встановлюють кіпрегель на планшеті за напрямком двох підйомних гвинтів і, обертаючи їх, приводять бульбашку рівня до нуля-пункта. Потім переставляють кіпрегель на

90°, тобто за напрямком третього підйомного гвинта і, обертаючи його, знову приводять бульбашку до нуль-пункту. Точність горизонтування планшета вважається достатньою, якщо за будь-яким напрямком лінійки кіпрегеля бульбашка рівня відхиляється від нуль-пункту не більше ніж на 2 поділки.

Орієнтування планшета полягає у встановленні його в таке положення, при якому напрямки на планшеті будуть паралельні горизонтальним проекціям відповідних напрямків місцевості. Наближене орієнтування планшета здійснюється за допомогою орієнтир-бусолі, а точне – за лініями між опорними точками, попередньо нанесеними на планшет. Для точного орієнтування укісний край лінійки кіпрегеля прикладають до лінії між опорними точками, одна з яких є точкою розташування мензули. Обертаючи планшет за допомогою навідного гвинта підставки, намагаються сумістити перехрестя сітки ниток зорової труби із зображенням тички на другій опорній точці. Для контролю і уточнення необхідно перевірити орієнтування планшета за іншими точками, які є на плані і які видно на місцевості.

Слід враховувати, що точність орієнтування залежить від довжини ліній на планшеті. Так при довжині лінії на плані, що дорівнює 20 см, похибка орієнтування планшета не перевищуватиме 2'. Тому при орієнтуванні слід обирати найбільш довгі лінії.

4. Підготовчі роботи при мензультній зйомці

Підготовчі роботи включають: підбір необхідних графічних матеріалів, каталогів існуючих пунктів планово-висотного обґрунтування, підготовку і перевірку приладів, планшетів.

Мензультна зйомка здійснюється на аркушах креслярського паперу вищої якості. Для зменшення деформації паперу його наклеюють на листи алюмінію (міді). При відсу-

тності заздалегідь підготовлених планшетів креслярський папір наклеюють безпосередньо на мензульну дошку. Для цього використовується яєчний білок, яким рівномірно покривають всю поверхню мензульної дошки, або гумовий клей. Аркуш креслярського паперу зволожують з обох сторін, дають йому змогу трішки просохнути і накладають на мензульну дошку. Потім притискаючи папір від центру до країв, видавлюють бульбашки повітря, що створилися між папером і дошкою. З бокової і нижньої поверхонь дошки папір приклеюється крохмальним клейстером. Для запобігання забрудненню планшета його зверху покривають «рубашкою» – аркушем картографічного паперу або калькою, які приклеюють до торців і нижньої поверхні планшета. На робочій площі планшета вирізують вікно, яке після опрацювання знову заклеюють.

На поверхні планшета за допомогою лінійки Дробішева або координатографа розмічують координатну сітку 50 x 50 см (40 x 40 см для масштабу 1 : 5 000) зі сторонами квадратів 10 x 10 см і наносять вершини кутів зйомочної трапеції. За координатами наносять опорні пункти. Біля кожного пункту підписують його номер (назву) і відмітку. Правильність нанесення опорних пунктів перевіряють вимірюванням відстаней між ними. Для полегшення в подальшому орієнтування планшета за короткими сторонами (менше 5 см на плані) на полях прокреслюють допоміжні лінії орієнтування. Далі планшет покривають «рубашкою». Крім того, виготовляють дві кальки: кальку висот і кальку контурів. На кальці копіюють координатну сітку і нанесені на планшет опорні точки. У подальшому ці кальки повинні щоденно поповнюватися зйомочними (пикетними) точками, що визначають положення на місцевості, відповідно, характерних точок рельєфу, контурів і місцевих предметів. Кальки висот і контурів разом із журналом зйомки є най-

важливішими документами, які служать для контролю якості зйомочних робіт.

5. Створення мережі зйомочного обґрунтування

Плановою основою мензульної зйомки служать пункти ДГМ і мереж згущення, кількість яких у районі зйомки невелика. З метою їх згущення створюється зйомочне обґрунтування. Щільність пунктів (точок) зйомочної мережі залежить від характеру місцевості, масштабу зйомки, висоти перерізу рельєфу і інших факторів. Це зазначається в нормативних документах.

Польові роботи починаються з рекогностування, яке включає в себе знайомство з місцевістю, відшукування пунктів опорної мережі, вибір методу розвитку зйомочного обґрунтування, місцеположень точок зйомочної мережі і закріплення їх на місцевості.

Планове зйомочне обґрунтування мензульної зйомки може бути створене аналітичним або графічним методом.

Аналітичний метод розвитку зйомочної мережі застосовується при зйомці в масштабах 1 : 500 – 1 : 5000 в умовах закритої місцевості, а також при недостатньої кількості пунктів опорної геодезичної мережі. Визначення координат пунктів зйомочного обґрунтування може бути виконано:

- прокладанням теодолітних ходів між опорними пунктами;
- побудовою тріангуляційної мережі, яка являє собою мережу трикутників із короткими сторонами, в яких за допомогою теодоліта вимірюють усі кути (мікротріангуляція);
- прямими, оберненими і комбінованими геодезичними засічками. Визначення точок прямою засічкою здійснюють не менш ніж із трьох пунктів, а оберненою – по чотирьох

пунктах геодезичної опорної мережі. Кути засічок повинні бути не менше 30° і не більше 150° .

В усіх вищезазначених випадках точки зйомочного обґрунтування наносяться на планшет за координатами, отриманими із обчислень. Висоти точок визначаються геометричним нівелюванням в одному напрямку або тригонометричним нівелюванням в прямому і зворотному напрямках.

Аналітичний метод розвитку зйомочної мережі вельми трудомісткий, що пов'язано з великим об'ємом польових вимірювань і обчислень. Тому він використовується у випадках, коли графічний метод не може бути застосований через умови місцевості або не забезпечує необхідної точності.

При графічному методі положення точок зйомочної мережі отримують безпосередньо на планшеті шляхом прямих, обернених і комбінованих графічних засічок або прокладанням мензульних ходів. Пряма і комбінована графічні засічки застосовуються при наявності на планшеті проєкцій двох вихідних точок місцевості, за якими визначається положення третьої точки.

Пряма графічна засічка нагадує кутову засічку з тією лише різницею, що кути не вимірюють, а будують графічно. Щоб розв'язати цю задачу, знаходять положення якоїсь точки c відносно твердих точок a і b (рис. 113). Для цього послідовно встановлюють мензулу в точках A і B на місцевості. У точці A планшет орієнтують у напрямку ab , приклавши до точки a укісне ребро лінійки кіпрегеля, візують на точку C і прокреслюють напрямок am . Потім переходять з мензулою на точку B і орієнтують планшет у напрямку ba . Приклавши укісне ребро лінійки кіпрегеля до точки b , візують на точку C і прокреслюють лінію bn . Перетин ліній am і bn у точці c визначає положення на планшеті точки C місцевості.

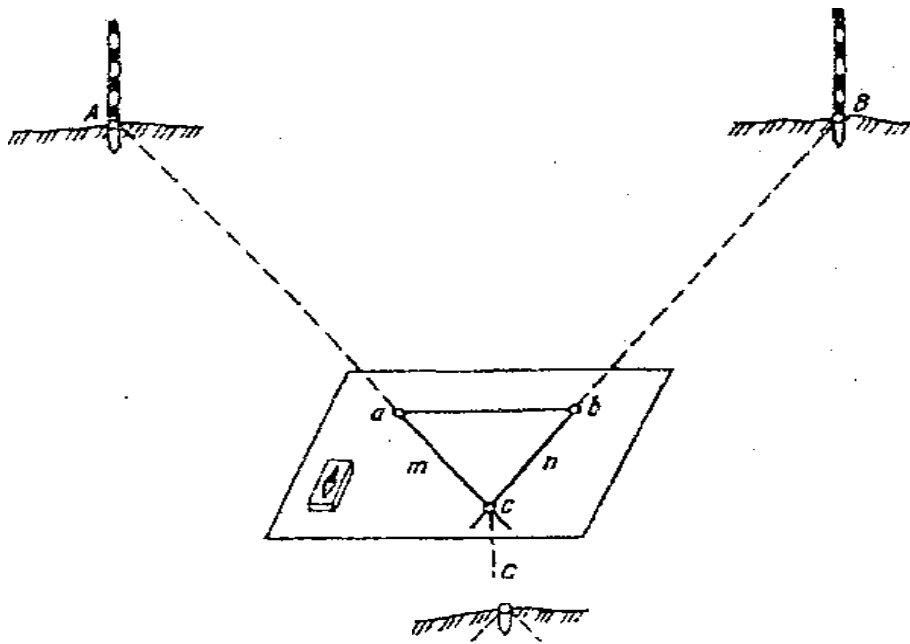


Рис. 113. Пряма графічна засічка

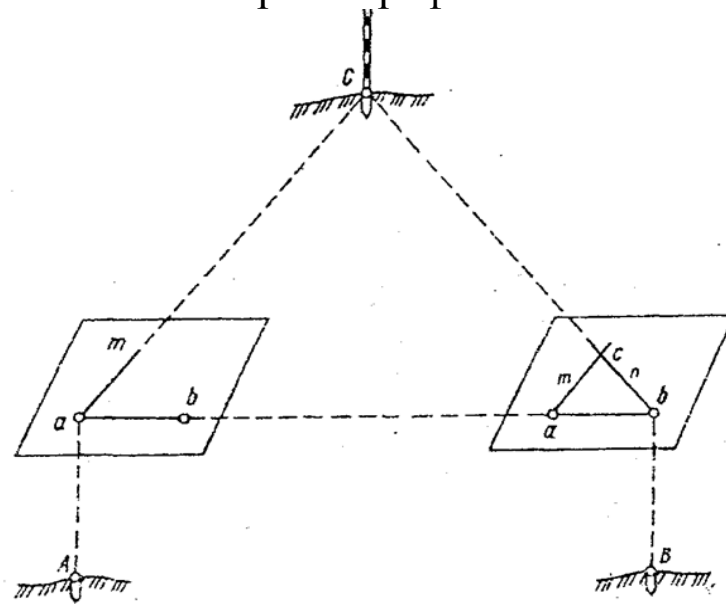


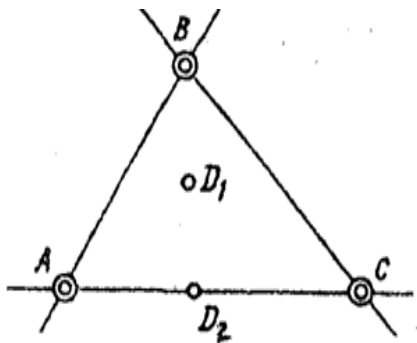
Рис. 114. Зворотна графічна засічка

До зворотної засічки звертаються, якщо тверді точки недоступні або коли мензула знаходиться в точці, якої немає на планшеті, але її необхідно нанести. Пояснимо це на прикладі. Скажімо на планшеті є точки a і b , що відповідають точкам A і B на місцевості (рис. 114). Для визначення положення точки c мензулу встановлюють на місцевості в точці C і орієнтують планшет за допомогою бусолі. При-

клавши лінійку кіпрегеля у напрямі точки A на місцевості, прокреслюють лінію am «на себе». Аналогічно прокреслюють лінію bn . Точка c перетину цих напрямів буде відображати точку C місцевості.

Положення точки, одержане прямою або зворотною засічкою з двох точок, безконтрольне. Для контролю засічки необхідно проводити як мінімум із трьох точок. Положення точки на планшеті визначене надійно, якщо три напрямки, прокреслені на планшеті, перетинаються в одній точці.

Спосіб знаходження четвертої точки за трьома відомими описано в спеціальній літературі як задача Снеліуса – Потенота. Задача має багато аналітичних і графічних розв'язків. При мензульній зйомці її розв'язують графічно. Надійні результати одержують у тому разі, якщо точка, положення якої визначають, розташовуватиметься відносно твердих точок, наприклад у місцях D_1 чи D_2 .



Для графічного розв'язання задачі Снеліуса – Потенота запропоновано кілька способів. Розглянемо найпростіший з них – спосіб Болотова. При цьому способі мензулу встановлюють у точці D місцевості. На планшет попередньо наносять точки a , b і c , відповідні точкам A ,

B і C місцевості. Накладають на планшет аркуш прозорого паперу (калька, восківка),

закріплюють його і позначають на ньому довільну точку d , розташовану приблизно над точкою D місцевості, візують кіпрегелем послідовно на точки A , B і C місцевості і прокреслюють на аркуші через точку d лінії AA' , BB' і CC' (рис. 116, a). Відкріпивши аркуш паперу, переміщують його на планшеті доти, поки лінії AA' , BB' і CC' не пройдуть через точки a , b і c на планшеті. Після цього переколюють точку

d на планшет (рис. 116, б). Положення точки d перевіряють, орієнтуючи планшет мензули по найдовшій із трьох прокреслених ліній, і уточнюють орієнтування за двома лініями.

Рис. 116. Спосіб Болотова

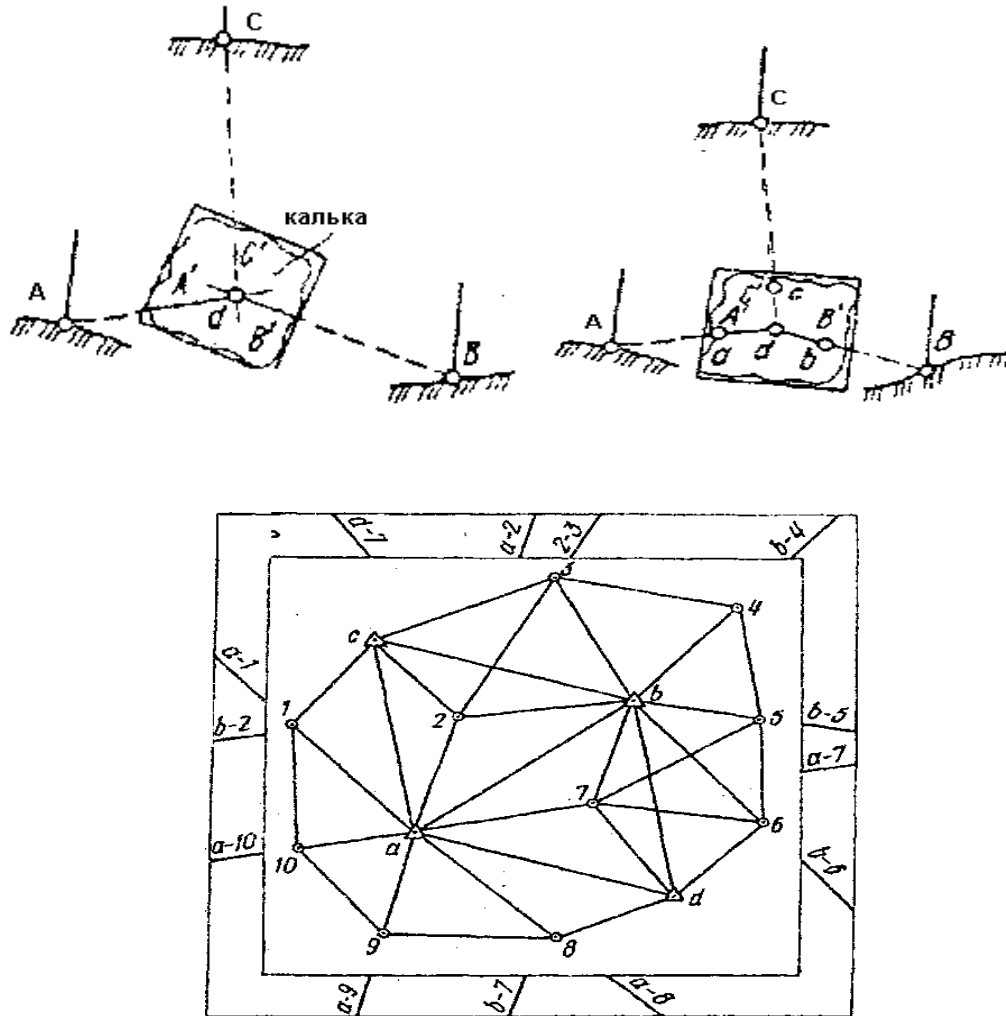


Рис. 117. Визначення положення точок геометричної сітки

Знімальна основа мензульної зйомки може також створюватися одним із графічних способів – побудовою геометричної сітки.

Геометрична сітка – сукупність закріплених на місцевості знімальних точок, положення яких на мензульному планшеті визначене за допомогою графічних прийомів

(мензульних засічок). З'єднані між собою лініями візування, ці точки утворюють систему трикутників або багатокутників.

Створення геометричної сітки спирається на пункти, координати яких обчислені заздалегідь і які нанесені до початку робіт на знімальний планшет (це так звані тверді точки). Довжини сторін трикутників геометричної сітки дорівнюють приблизно одній десятій знаменника числового масштабу зйомки, вираженого в метрах. Наприклад, у масштабі 1: 5 000 довжина сторони трикутників геометричної сітки становить приблизно 500 м, для масштабу 1: 2 000 – 200 м. Кількість точок геометричної сітки залежить від масштабу зйомки і характеру рельєфу місцевості.

Висоти точок геометричної сітки одержують тригонометричним нівелюванням.

Графічне визначення планового положення точок геометричної сітки та визначення їх висот виконують одночасно.

Для зйомки невеликої ділянки місцевості (вміщується на одному планшеті) при відсутності в районі робіт пунктів або точок, знайдених аналітично, геометричну сітку будують на основі одного базису. Базис вибирають у центрі знімальної території на рівному місці, яке дає змогу проводити виміри стрічкою або рулеткою (рис. 118). Довжину базису встановлюють залежно від масштабу, вона повинна бути не меншою ніж $\frac{1}{4}$ довжини ділянки, що знімається (або не менш як 5 – 10 см у масштабі створюваної карти чи плану).

На великі ділянки процес створення геометричної сітки складається з трьох етапів: 1) вибір точок (рекогностування) і закріплення їх на місцевості; 2) побудова сітки на планшеті; 3) визначення висот точок сітки.

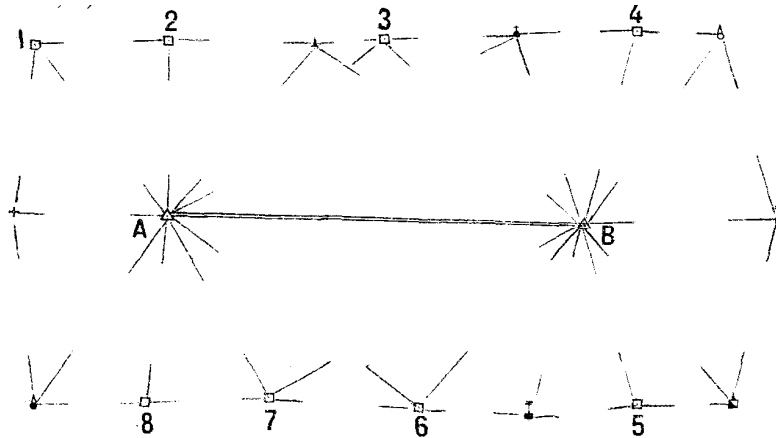


Рис. 118. Визначення положення точок геометричної сітки на основі базису

Під час рекогностування точки геометричної сітки позначають на підвищеннях рельєфу і позначають їх тичками. Точки закріплюють кілками, вбитими врівень із землею.

Для визначення планових і висотних положень точок геометричної сітки встановлюють мензулу на одному з її пунктів (наприклад, у пункті *a*, рис. 117), і орієнтують планшет по найвіддаленішій точці. Орієнтування планшета перевіряють за іншими видимими точками. Кіпрегелем візують і проводять напрямки з усіх точок геометричної сітки, видимих із цього пункту. Прокреслені напрями продовжують за рамку планшета, де вказують, з якого і на який пункт іде даний напрям. Після цього перевіряють орієнтування планшета і переходять на другий пункт (наприклад, *b*). Дії повторюють. Точки перетину (1 – 10) напрямків на тички з різних пунктів визначають положення точок геометричної сітки.

Одночасно з визначенням планового положення точок сітки визначають їхні висоти. Під час роботи на кожній із точок геометричної сітки контролюють визначені раніше висоти відповідних точок. Розбіжність між ними не повинна бути більшою 4 см на кожні 100 м горизонтального прокладення.

У закритій місцевості (лісовій, забудованій тощо) знімальну основу можна створювати також прокладанням мензульних ходів. Хід прокладається між двома пунктами, положення яких уже визначено. Один з них вважається початковим, другий – кінцевим. Кількість точок ходу та його довжину встановлюють з урахуванням складності рельєфу (табл.20).

Таблиця 20

Кількість точок ходу та його довжини

Масштаб зйомки	Максимальна довжина ходу, м	Максимальна довжина ліній, м	Максимальна кількість ліній ходу
1 : 5 000	1000	250	5
1 : 2 000	500	200	5
1 : 1 000	250	100	3
1 : 500	200	100	2

Залежно від способу орієнтування планшета розрізняють мензульні ходи з орієнтуванням за прокресленими лініями і за допомогою бусолі (так звані бусольні мензульні ходи).

На початковому пункті A мензулу центрують, горизонтують, орієнтують за вихідною лінією AM та всіма видимими пунктами геодезичної основи. Потім прикладають кіпрегель до точки a на планшеті і наводять трубу на першу точку ходу на місцевості B , прокреслюють уздовж укісного ребра лінійки лінію ab , продовжуючи її за рамкою знімального планшета (рис. 119). Вимірюють відстань AB за допомогою ниткового віддалеміра кіпрегеля і перевищення h_{ab} . Далі мензулу переносять у точку B , орієнтують планшет по лінії ba . Вдруге вимірюють ту саму відстань BA і перевищення h_{ba} . Якщо різниця відстані між точками мензульного ходу, виміряними у прямому і зворотному напрямках, не перевищує $1/200$ довжини сторони ходу, а перевищення – 10 см при довжині лінії до 250 м, обчис-

люють середню відстань і середнє перевищення. Одержану відстань відкладають у масштабі на планшеті від точки a вздовж прокресленої лінії ab і наколюють точку b . У такій послідовності визначають положення інших точок ходу. Якщо зйомку проводять у масштабі 1: 500, то відстані вимірюють землемірною стрічкою. Після визначення на планшеті положення останньої точки виявляють нев'язку в периметрі ходу, тобто графічну величину, яка відображає різницю між положеннями кінцевої точки ходу і кінцевого пункту. Якщо відносна нев'язка в мензульному ході менша від $1/300$ загальної довжини ходу, а графічна нев'язка не перевищує 0,8 мм на плані, то її розподіляють способом паралельних ліній.

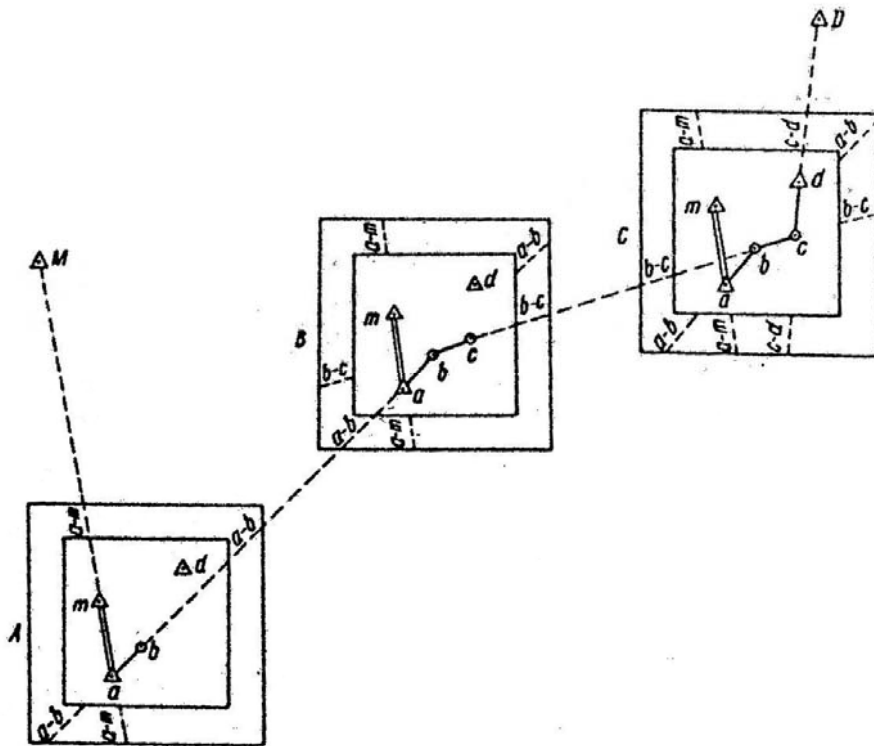


Рис. 119. Прокладання мензульного ходу

Перевищення точок мензульного ходу визначають кіпрегелем або теодолітом двічі, виводячи середнє значення. У роботі з номограмним кіпрегелем для цього змінюють висоту візування. Під час роботи з теодолітом перевищен-

ня визначають при двох положеннях вертикального круга. Висоту нев'язки в мензульному ході обчислюють за формулою

$$f_h = \sum h_{вим} (H_{кін} - H_{поч}),$$

де $\sum h_{вим}$ – алгебраїчна сума виміряних перевищень у ході; $H_{кін}$ і $H_{поч}$ – відомі висоти кінцевого і початкового пунктів ходу.

Допустима висотна нев'язка в мензульному ході не повинна перевищувати $f_{h(доп)} = \frac{0,04 \cdot S}{\sqrt{n}}$,

де S – кількість сотень метрів у мензульному ході;
 n – кількість сторін ходу.

Якщо нев'язка допустима, її розподіляють на всі перевищення з оберненим знаком пропорційно довжинам сторін, а потім з урахуванням виправлених перевищень обчислюють висоти точок мензульного ходу.

6. Перехідні точки

Перехідними називають допоміжні точки, які використовують для зйомки місцевості, що не може бути знятою з інших точок геодезичної основи. Місце для перехідних точок вибирають так, щоб із кожної можна було зняти навколишню місцевість у радіусі до 300 м. Перехідні точки мензульних ходів знаходять прямими, зворотними і комбінованими засічками, а також промірами вздовж лінії створу між пунктами геодезичної основи.

Висоти перехідних точок мензульних ходів знімальних пікетів у процесі зйомок рельєфу з перерізом 0,25; 0,5 та 1 м визначають геометричним нівелюванням, а з перерізом 2,5 м – тригонометричним нівелюванням.

З кожної перехідної точки дозволяється визначати ще одну перехідну точку.

7. Зйомка ситуації та рельєфу

Зйомку ситуації та рельєфу проводять з усіх точок геодезичної основи, а також з усіх пунктів тріангуляції та полігонометрії, розташованих на планшеті. Положення характерних точок рельєфу, контурів та елементів ситуації визначають, як правило, полярним способом при положенні вертикального круга КЛ. Для проведення зйомки приводять планшет у робоче положення. Після цього послідовно візують зорову трубу кіпрегеля на шукані точки і прокреслюють напрямки до них. Відстань до шуканих точок визначають за допомогою ниткового віддалеміра кіпрегеля і відкладають її на планшеті вздовж прокреслених напрямів від точки розташування планшета до шуканих точок. Перевіщення визначають за номограмними кривими.

Залежно від прийнятого перерізу рельєфу відстані між пікетами та відстані від приладу до рейки не повинні бути більшими за вказані в таблиці 21.

Таблиця 21

Максимальні віддалі між пікетами та від приладу до рейки

Масштаб зйомки	Переріз рельєфу	Максимальна віддаль між пікетами, м	Максимальна віддаль до рейки при зніманні рельєфу, м	Максимальна віддаль від приладу до рейки при зніманні контурів, м	
				чітких	нечітких
1 : 5 000	0.5	75	250	150	200
	1.0	100	300	150	200
	2.0	120	350	150	200
	5.0	150	350	150	200
1 : 2 000	0.5	50	200	100	150
	1.0	50	250	100	150
	2.0	60	250	100	150
1 : 1 000	0.5	30	150	80	100
	1.0	40	200	80	100
1 : 500	0.5	20	100	60	80
	1.0	20	100	60	80

При перерізі рельєфу 1 м і більше значення висоти пікетів обчислюють до 0.01 м, а на планшет виписують із заокругленням до 0.1 м. При перерізі рельєфу менш як 1 м

висоти пікетів визначають і виписують на планшет, округлюючи до 0,01 м.

На кожній знімальній точці знімають і наносять на планшет тільки ту частину рельєфу та ситуації, яку безпосередньо видно з цієї точки (не більше як 250-300 м у радіусі).

За нанесеними на планшет висотними відмітками проводять горизонталі. Зображення рельєфу горизонталями порівнюють із рельєфом місцевості. Якщо основні форми рельєфу суцільними горизонталями не відображено, проводять половинні та допоміжні горизонталі на довільній висоті.

По закінченні польових робіт усі предмети ситуації та рельєфу на планшеті викреслюють тушшю відповідними умовними знаками. Починають роботу з дрібних контурів і позамасштабних умовних знаків, далі переходять до населених пунктів і підписів їхніх назв, викреслення доріг, річок, інших об'єктів, а потім елементів рельєфу. Завершує знімальний оригінал рамка. Над північною її стороною вказують номенклатуру аркуша плану (карти), рік зйомки, а під південною – числовий, іменований та лінійний масштаби, висоту перерізу рельєфу.

У тих випадках, коли оригінали топографічної зйомки не викреслюються тушшю в польових умовах, складається калька висот і калька контурів. У випадках малої контуристості і нескладного рельєфу дозволяється суміщати обидві кальки. Кальки складаються щоденно. Допускається розрив від зйомки до складання кальки не більше трьох днів. На кальку контурів наносять усю ситуацію й окремі предмети місцевості. Замість зображення угідь умовними знаками допускається підписувати їх назви. На кальку висот повинні бути нанесені всі пікети, визначені в полі, опорні точки з підписами їх номерів і висот. Для планів у масштабах 1 : 1 000 та 1 : 500 складання кальок необов'язкове.

Елементи знімального оригіналу викреслюють такими кольорами: контури, підписи і зарамкове оформлення – чорним, рельєф – коричневим, гідрографію – зеленим.

Контрольні запитання та завдання

1. У чому сутність мензульної зйомки?
2. Що належить до комплекту мензули?
3. Охарактеризуйте основні етапи перевірки мензули.
4. Поясніть основні прийоми перевірки бусолі.
5. Охарактеризуйте основні етапи перевірки кіпрегеля.
6. Як підготувати мензулу до роботи?
7. Охарактеризуйте способи побудови геодезичної основи мензульної зйомки.
8. Як підготувати планшет?
9. Поясніть порядок нанесення опорних точок на планшет.
10. Поясніть порядок побудови геометричної сітки.
11. Що таке перехідні точки?
12. Охарактеризуйте способи визначення перехідних точок.
13. Для чого прокладаються мензульні ходи?
14. Як здійснюється зйомка ситуації та рельєфу на мензулі?
15. Коли складають кальку контурів і висот?

Розділ 5. Тахеометрична зйомка

1. Сутність тахеометричної зйомки

Тахеометрична зйомка являє собою топографічну, тобто контурно-висотну зйомку, в результаті якої отримують план місцевості із зображенням ситуації і рельєфу. Тахеометрична зйомка виконується самостійно для створення планів невеликих ділянок місцевості у великих масштабах ($1 : 500 - 1 : 5\,000$) або у сполученні з іншими видами робіт, коли виконання аеротопографічної або мензульної зйомок економічно недоцільно або технічно утруднено. Її застосування особливо вигідне для зйомки вузьких смуг місцевості при трасуванні лінійних споруд (залізниць, автомобільних доріг, ліній електропередач, трубопроводів та інших протяжних об'єктів). Слово «тахеометрія» у перекладі з грецької означає «швидке вимірювання». Швидкість тахеометричної зйомки досягається тим, що при одному наведенні геодезичного приладу на знімальний пікет одержують дані, необхідні для визначення як планового, так і висотного його положення (рис. 120).

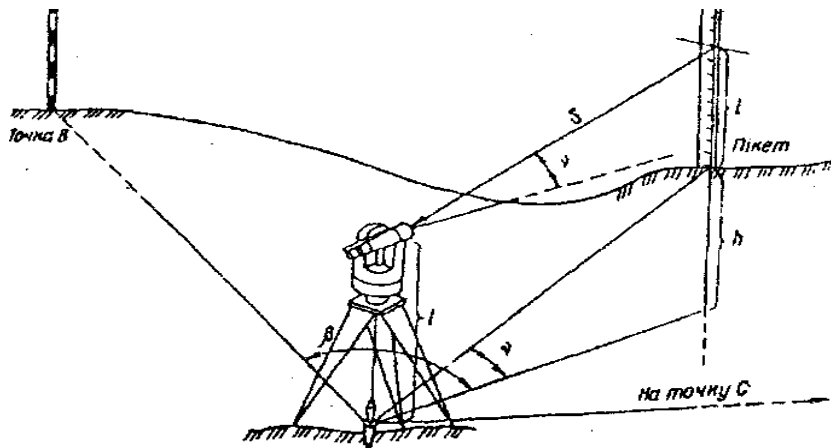


Рис. 120. Схема роботи з тахеометром на знімальній точці

Цей вид зйомки має ряд переваг перед іншими видами наземних зйомок, якщо польові роботи необхідно виконати за короткий час або нема сприятливої погоди для виконан-

ня зйомки іншими методами. Недолік тахеометричної зйомки в тому, що при складанні карт (планів) у камеральних умовах виконавець не бачить місцевість. Це зумовлює деякі спотворення в її зображенні.

Тахеометрична зйомка може здійснюватися за різними схемами. Одна з них передбачає послідовне виконання етапів зйомки: підготовчі роботи; згущення геодезичної основи; зйомка ситуації та рельєфу; камеральні роботи (визначення координат точок знімальної основи, обчислення горизонтальних прокладень, перевищень і висот знімальних точок; створення картографічного зображення місцевості). За іншою схемою прокладання тахеометричних ходів і зйомку місцевості ведуть одночасно, при цьому на кожній знімальній точці (точці тахеометричного ходу) роботи починають із визначення даних, необхідних для обчислення координат точок знімальної основи, а потім тих, які потрібні для встановлення планового та висотного положення об'єктів, розташованих на місцевості.

2. Прилади для тахеометричної зйомки

Для тахеометричної зйомки застосовують різного теодоліти, а також спеціальні прилади – тахеометри. Тахеометри можна поділити на чотири типи:

1. ТЕ – тахеометр електронний; прилад, який конструктивно поєднує в собі теодоліт і світловіддалемір. Віддалемірна частина сучасного тахеометра – це, найчастіше, віддалемір третього покоління, в якому процес вимірювань істотно автоматизований, результат видається на табло або записується в кодах. Автоматичне опрацювання результатів вимірювання довжин ліній виконує міні-ЕОМ, яка конструктивно з'єднана з іншими частинами тахеометра.

Кутомірною частиною в тахеометрах служать оптичні або електронні теодоліти. Коли кутомірною частиною є оптичний теодоліт, то тахеометр називають електронно-

оптичним. Кути в ньому визначають мануально-візуальним способом. Значення кутів подані не в кодовій формі. Тому їх потрібно вводити в пам'ять міні-ЕОМ за допомогою клавіатури. Тахеометри з електронною системою визначення кутів називають електронними. В них віддалі й кути отримують у кодовій формі, й вони безпосередньо передаються для обчислень у міні-ЕОМ. На табло висвітлюються виміряні віддалі, горизонтальні і вертикальні кути, горизонтальні проекції ліній та перевищення. Коли ввести відповідні вихідні дані, то можна отримати поправку в довжину лінії за метеорологічні умови, приростки координат, перевищення, координати і висоти точок, а також інші функції виміряних величин.

До електронних тахеометрів відносять ТА 3 (Росія), РЕКОТА, РЕТА (Німеччина), Геодиметр (Швеція), Соккіа (Японія) та інші.

2. ТД (до 1975 р. випускалися під шифром ТП) – тахеометр з авторедукційним віддалеміром подвійного зображення. Призначений для визначення відстаней із відносною похибкою $1 : 5000$ і перевищень з середньою квадратичною похибкою $3 - 4$ см на 100 м віддалі, а також для вимірювання горизонтальних і вертикальних кутів із середніми квадратичними похибками 8 і $12''$ відповідно. Кутомірна частина приладу виконана на базі теодоліта Т5К.

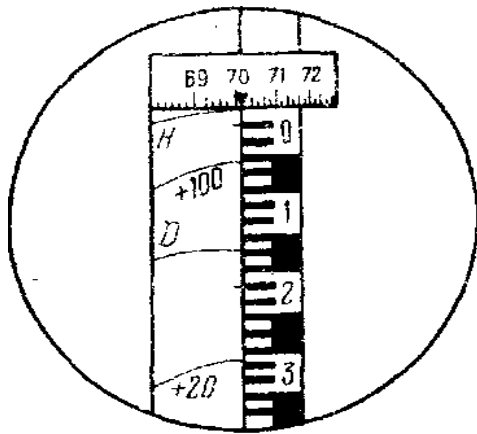
3. ТВ – тахеометр внутрібазисний. Призначений для вимірювання горизонтальних прокладень і кутів. Відстані до 60 м можна вимірювати без використання рейки по вертикальним контурам місцевих предметів; при відстані до 180 м використовується тичка і додаткова база довжиною 60 см. Відносна похибка вимірювання віддалей у середньому становить $1 : 1000$. За принципом дії тахеометр ТВ належить до віддалемірів подвійного зображення зі змінною базою в середині приладу. Його використовують при тахеометричній зйомці важкодоступних ділянок, відкритих

гірських виробок, у містах в умовах інтенсивного руху транспорту, а також автодорожньому і транспортному будівництві.

4. ТН – тахеометр номограмний. Використовується для визначення горизонтальних відстаней і перевищень по вертикальній рейці за допомогою номограм, видимих у полі зору зорової труби. Із приладів цього типу найбільше розповсюдження отримав тахеометр-автомат ТА-2.

Та-2 являє собою оптичний неповторювальний теодоліт, лімб якого можна переставляти за допомогою спеціального гвинта. Ліворуч від окуляра зорової труби розташований окуляр шкалового мікроскопа для відліків по горизонтальному кругу. Ціна поділки мікроскопа $1'$, відліки беруться до $0,1'$.

Рис. 121. Поле зору труби ТА-2



На видиму при КЛ частину вертикальному кругу нанесена номограма, яка складається з основної або нульової кривої H , кривої D горизонтальних прокладень і кривих перевищень (рис. 121). Крива горизонтальних прокладень має коефіцієнт 100. Із шести кривих перевищень три додатні (+10, +20, +100) і три – від’ємні (–10, –20, –100) коефіцієнти.

Зображення кривих за допомогою оптичної системи передається в поле зору труби, де вони спостерігаються на фоні Г-подібної посрібленої смуги. Зображення шкали вертикального круга видно на горизонтальній частині смуги. Ціна її поділки $10'$, відліки беруться з точністю до $1'$ по індексу, суміщеному з вертикальним краєм смуги.

При роботі з тахеометром ТА-2 зручно користуватися рейкою з висувною п’яткою, що дозволяє встановлювати нуль рейки на висоті приладу. Основну криву H наводять

на нуль рейки, суміщають ліву грань зображення рейки з правою вертикальною гранню посрібленої смуги і беруть відліки по рейці напроти кривих. Помножуючи ці відліки на відповідні коефіцієнти, отримують горизонтальне прокладення і перевищення (рис. 121):

$$d = 0.173 \text{ м} \times 100 = 17.3 \text{ м};$$

$$h = 0.062 \text{ м} \times (+100) = +6.20 \text{ м};$$

$$h = 0.311 \text{ м} \times (+20) = +6.22 \text{ м}.$$

МО у тахеометра ТА-2 повинно дорівнюватися 90° , тоді кут нахилу $\nu = 90^\circ - \text{КЛ}$. У наведеному прикладі $\nu = 90^\circ - 70^\circ 10' = +19^\circ 50'$.

Відносна похибка вимірювання горизонтальних прокладень тахеометром ТА-2 становить $1 : 500 - 1 : 700$; середня квадратична похибка визначення перевищень, вимірюваних у прямому і зворотному напрямках, при коефіцієнти кривих ± 10 (на відстанях від 50 до 350 м) становить $2 - 4$ см.

3. Знімальна основа тахеометричної зйомки

Знімальну основу зйомки складають передусім пункти державної геодезичної мережі, розрядних геодезичних мереж, що розташовані на ділянці зйомки. Як правило, кількість цих пунктів недостатня. Для забезпечення необхідної густоти точок знімальної основи додатково прокладають тахеометричні ходи.

Тахеометричні ходи служать плановим і висотним обґрунтуванням зйомки. При великомасштабних зйомках невеликих ділянок і вузьких довгих смуг місцевості одночасно з прокладанням ходів виконують зйомку ситуації і рельєфу.

Тахеометричні ходи звичайно прокладають між опорними геодезичними пунктами. У деяких випадках прокладають замкнуті тахеометричні ходи і системи ходів із вузловими точками. Закріплення точок і вимірювання горизон-

нтальних кутів здійснюється так само, як і в теодолітних ходах. Сторони вимірюють за допомогою віддалеміра в прямому і зворотному напрямках. Максимальні довжини ходів і максимальні довжини ліній у ходах залежать від масштабу зйомки і не повинні перевищувати величин, зазначених у таблиці 1.

Кутові нев'язки в тахеометричних ходах не повинні перевищувати

$$f_{\beta} = \pm 1' \sqrt{n},$$

де n – кількість кутів у ходах.

Допустимі лінійні нев'язки визначаються за формулою

$$f_s = \frac{\sum S}{400 \sqrt{n}},$$

де $\sum S$ – довжина хода в м,

n – кількість ліній у ході.

Висотна нев'язка не повинна перевищувати

$$f_h = \pm 0,04 \frac{\sum S}{\sqrt{n}},$$

де $\sum S$ – довжина ходу в м,

n – кількість ліній у ході.

Тахеометричні ходи обчислюють і урівноважують так само, як і теодолітні ходи.

4. Виконання тахеометричної зйомки

Під час тахеометричної зйомки необхідно визначити координати та висоти пікетів, що відмічають положення місцевих предметів та характерних точок і ліній рельєфу. Пікети, які використовують для визначення тільки елементів ситуації, називаються контурними, а для зйомки рельєфу – орографічними. Для того щоб пікети без пропусків та рівномірно покривали територію зйомки, перед початком роботи проводять вивчення місцевості, визначають характер та структуру рельєфу, намічають положення зйомоч-

них пікетів на місцевості. Контурні пікети розміщують так, щоб можна було відобразити планові контури предметів місцевості з необхідними подробицями (рис. 122). Орографічні пікети ставлять по всіх орографічних лініях і точках рельєфу; вододілах, тальвегах, вигинах схилів, уступах, вершинах пагорбів тощо (рис. 123). Знімальними точками є точки тахеометричного ходу.

Основний спосіб зйомки деталей рельєфу місцевості – полярний.

Порядок виконання робіт на знімальній точці залежить від застосовуваних приладів та прийнятої технології зйомки. Якщо зйомка виконується теодолітом одночасно з прокладанням тахеометричного ходу, то послідовність робіт така.

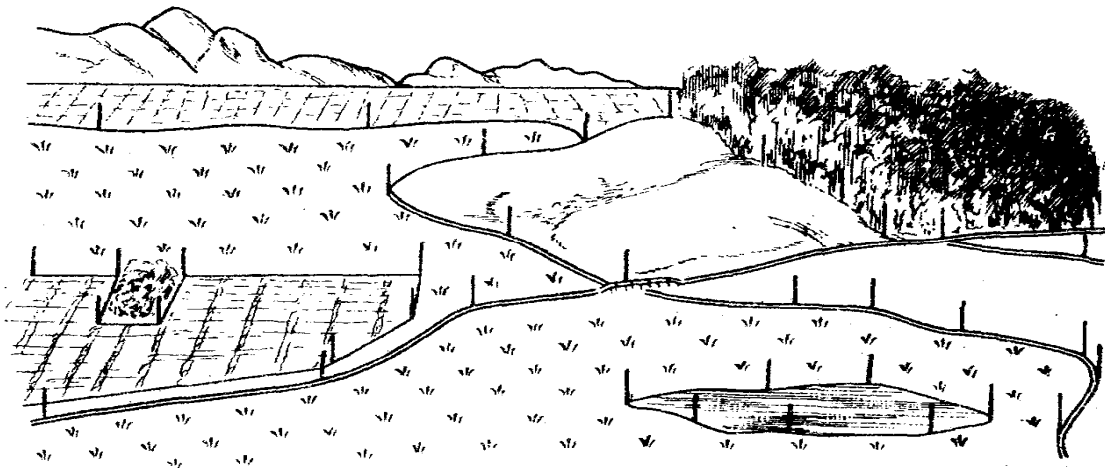


Рис. 122. Вибір контурних пікетів

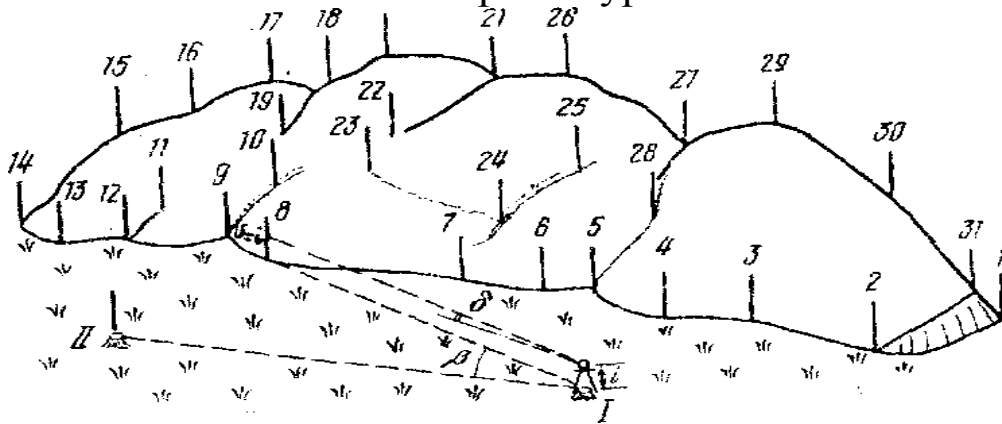


Рис. 123. Вибір висотних пікетів

1. Після перевірки виконання геометричних умов теодоліт встановлюють у точці ходу, приводять у робоче положення, тобто центрують над знімальною точкою і горизонтують. Вимірюють висоту теодоліта (з точністю до 1 см) і відмічають її на рейках. Рейки встановлюють на задній та передній точках ходу.

2. Визначають за віддалеміром відстань до задньої і передньої точок ходу, за горизонтальним кругом – кут між сторонами ходу, за вертикальним кругом – кути нахилу цих сторін (кути визначають при двох положеннях теодоліта – КЛ та КП). Отримані дані використовують під час обчислення координат точок ходу.

3. При КЛ наводять зорову трубу на попередню точку ходу і встановлюють відлік по горизонтальному кругу близький до нуля. Далі послідовно візують на знімальні пікетні точки, на яких встановлюється рейка. Зорову трубу наводять так, щоби вертикальна нитка сітки ниток збіглася з віссю рейки, а горизонтальна – з міткою, що відповідає висоті приладу. Беруть відліки по нитковому віддалеміру, горизонтальному і вертикальному кругах і записують їх у журнал (табл. 22).

У графі «примітка» зазначають місце розташування рейкової точки, характер рельєфу в даній точці й інші відомості, необхідні для обчислень і при наступному складанні плану. Якщо рейкова точка тільки контурна, то відлік по вертикальному кругу не береться.

Для кожної рейкової точки за допомогою мікрокалькулятора або за тахеометричними таблицями знаходять горизонтальне прокладення і перевищення. При роботі з тахеометром-автоматом горизонтальні прокладення і перевищення точок визначають безпосередньо по рейці за допомогою номограмних кривих. Після 20 – 30 рейкових точок, а також по закінченні роботи на станції повторно візують на початковий напрямок і беруть контрольний відлік по

горизонтальному кругу. Якщо контрольний відлік відрізняється від 0° не більше $1,5'$, то орієнтування лімба вважають непорушеним.

Таблиця 22

Журнал тахеометричної зйомки

Станція III

15 вересня 2011 р.

 $H = 435.57$ м $i = 1.42$ м $MO = 0^\circ 01'$

Теодоліт ТБ-1 № 432 137

Лімба зорієнтований по т. II при КЛ

№ точки вивізування	Відліки по кругу		Віддалі	Кут нахилу	Горизонтальні прокладення	Перевищення	Абсолютна висота	Примітка
	Горизонтальному	Вертикальному						
т. II	$0^\circ 00''$							
28	12 32	$2^\circ 03'$	37,2	$+2^\circ 02'$	37,2	+1,32	436.89	Яр
29	47 16	5 27	54,3	$+5^\circ 26'$	53,8	+5,13	440.70	Яма
52	342 12	357 56	78,3	$-2^\circ 05'$	78,2	-2,84	431.15	Балка
т. II	0 01							

Для контролю і уникнення пропусків (незнятих ділянок) у зйомці місцевості на суміжних станціях виконують зйомку з перекриттям, яке дорівнює максимально допустимій відстані між сусідніми пікетними точками для даного масштабу зйомки. Нумерацію пікетних точок на всіх станціях приймають сквозною.

Під час зйомки слід стежити за максимально допустимими відстанями від знімальних точок до пікетів і між самими пікетами, які залежать від масштабу зйомки і висоти перерізу рельєфу (табл. 23).

У процесі зйомки на кожній станції одночасно з польовим журналом ведеться абрис – схематичне креслення місцевості. Ситуацію місцевості наносять відповідними умовними знаками. Пунктирними лініями показують скелетні лінії рельєфу із зазначенням напрямку схилів між пікетами (рис. 124).

Таблиця 23

Відстані між пікетами і відділі від приладу до рейки

Масштаб зйомки	Переріз рельєфу, м	Максимальна відстань між пікетами, м	Максимальна віддаль від приладу до рейки під час зйомки рельєфу, м	Максимальна віддаль від приладу до рейки під час зйомки контурів, м
1:5000	0.5	60	250	150
	1.0	80	300	150
	2.0	100	350	150
	5.0	120	350	150
1:2 000	0.5	40	200	100
	1.0	40	250	100
	2.0	50	250	100
1:1 000	0.5	20	150	80
	1.0	30	200	80
1 : 500	0.5	15	100	60
	1.0	15	150	60

Примітка. При визначенні положення нечітких або другорядних контурів відстані збільшують у 1.5 разу.

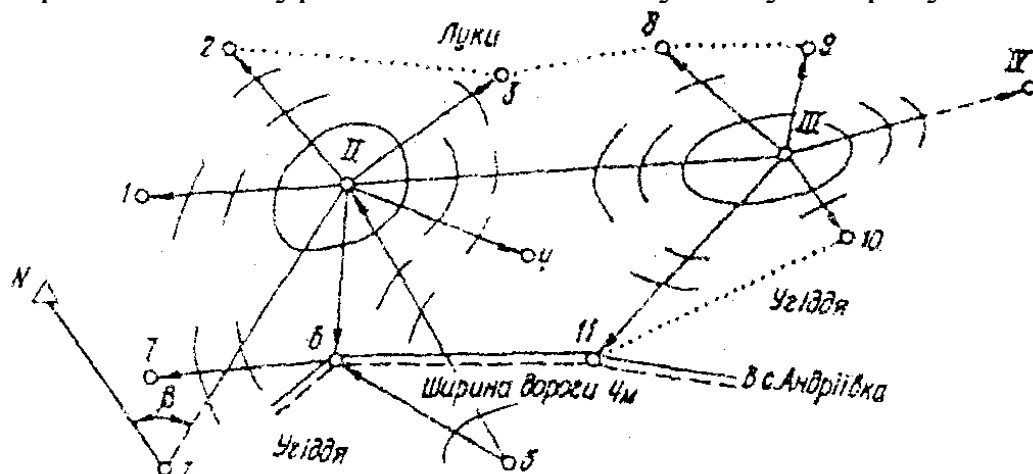


Рис. 124. Абрис тахеометричної зйомки

Абрис зручно наносити на аркуші паперу із сіткою концентричних кіл (наприклад через 1 см) і радіусів, які утворюють кути в 10° (рис. 125). На підготовлену сітку на-

носять положення знімальної точки і всіх знімальних пікетів, указуючи їх номери.

Станція №1 $H=180,71\text{м}$ Дата 21.08.2011р.

Лімб орієнтований на точку №11

Висота приладу

Станція №11...

Висота віху $l=3.00$

$i=1,50$

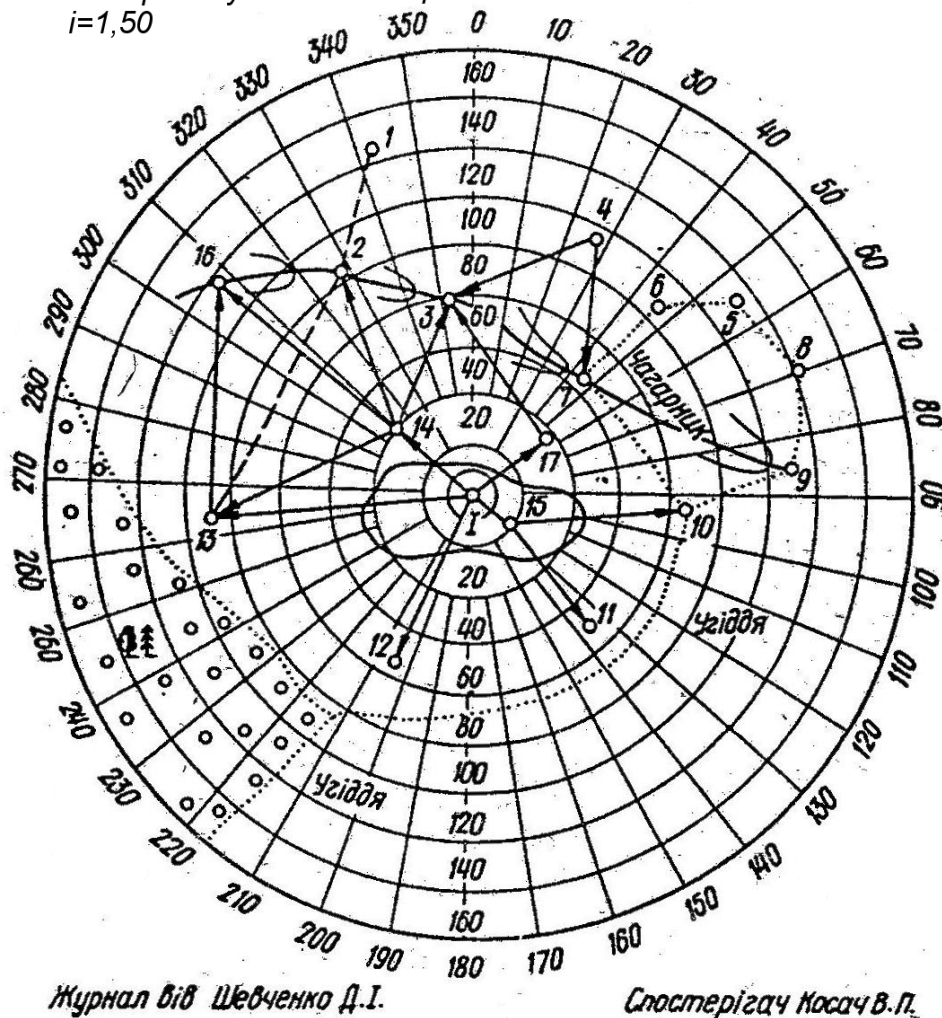


Рис. 125. Абрис тахеометричної зйомки
на спеціальному бланку

При використанні електронних тахеометрів відділі між пікетами та від приладу до рейки не повинні перевищувати величин, зазначених у таблиці 24.

При виконанні знімання з використанням електронних тахеометрів та польових комп'ютерів із необхідним програмним забезпеченням безпосередньо в полі створюють

електронний план місцевості («режим розумного знімання»).

Таблиця 24

Відстані між пікетами і віддалі від приладу до рейки

Масштаб зйомки	Переріз рельєфу, м	Максимальна віддалі між пікетами, м	Максимальна віддалі від приладу до рейки при зніманні рельєфу, м	Максимальна віддалі від приладу до рейки при зніманні контурів, м
1 : 5 000	0.5	60	1000	1000
	1.0	80	1000	1000
	2.0	100	1000	1000
	5.0	120	1000	1000
1 : 2 000	0.5	40	750	750
	1.0	40	750	750
	2.0	50	750	750
1 : 1 000	0.5	20	600	600
	1.0	30	600	600
1 : 500	0.5	15	500	500
	1.0	15	500	500

Примітка. При використанні радіостанцій віддалі до контурів збільшуються у 1.5 разу.

5. Камеральні роботи

Виконання польових робіт при тахеометричному зніманні слід поєднувати з негайною повною камеральною обробкою матеріалів знімання. При цьому здійснюють:

- перевірку польових журналів і складання детальної схеми знімальної основи;
- обчислення координат і висот точок (з точністю до 0,01 м) тахеометричних (теодолітних) ходів;

- обчислення висот усіх пікетів на станціях;
- накладання точок знімальної основи, тахеометричних (теодолітних) ходів, пікетних точок; проведення горизонталей і накладання ситуації.

Для автоматизації даних робіт пропонується використовувати різноманітні програмні комплекси, які дають змогу виконувати всі обчислення та формувати топографічні плани в цифровому і графічному вигляді.

Перевірка журналу необхідна в тому разі, коли роботи виконуються за допомогою теодолітів. Контролюють обчислення МО, вертикальних кутів тощо. Одночасно зазначають горизонтальні прокладення та перевищення.

Обчислення планових координат точок тахеометричних ходів виконують так само, як і точок теодолітного ходу. Дирекційні кути виписують у відомість із точністю до $0.1'$, а приростки координат та відмітки висот – до 0.01 м. Допустимі кутові, лінійні та кутові нев'язки обчислюють за формулами, вказаними в попередньому параграфі.

По закінченні обчислень будують топографічний план місцевості. Послідовність побудови плану така:

- побудова на аркуші паперу координатної сітки та її цифрування;
- нанесення точок геодезичної основи та, при необхідності, інших знімальних точок, а потім контурних та орографічних пікетів;
- нанесення ситуації на план;
- побудова рельєфу місцевості;
- остаточне оформлення плану.

Виконання цих процесів ми розглядали в розділі «Теодолітна зйомка». Слід тільки зазначити, що при тахеометричній зйомці для нанесення на планшет пікетних точок і ситуації використовується круглий транспортір і масштабна лінійка або тахеограф. Тахеограф (рис. 126) являє собою круговий транспортір з лінійкою із прозорого матері-

алу, по колу якого нанесені поділки через $30'$. Цифрування поділок виконано проти руху годинникової стрілки. Вдовж нульового радіуса розташована міліметрова шкала лінійки з початковим штрихом у центрі кола, в якому закріплена голка.

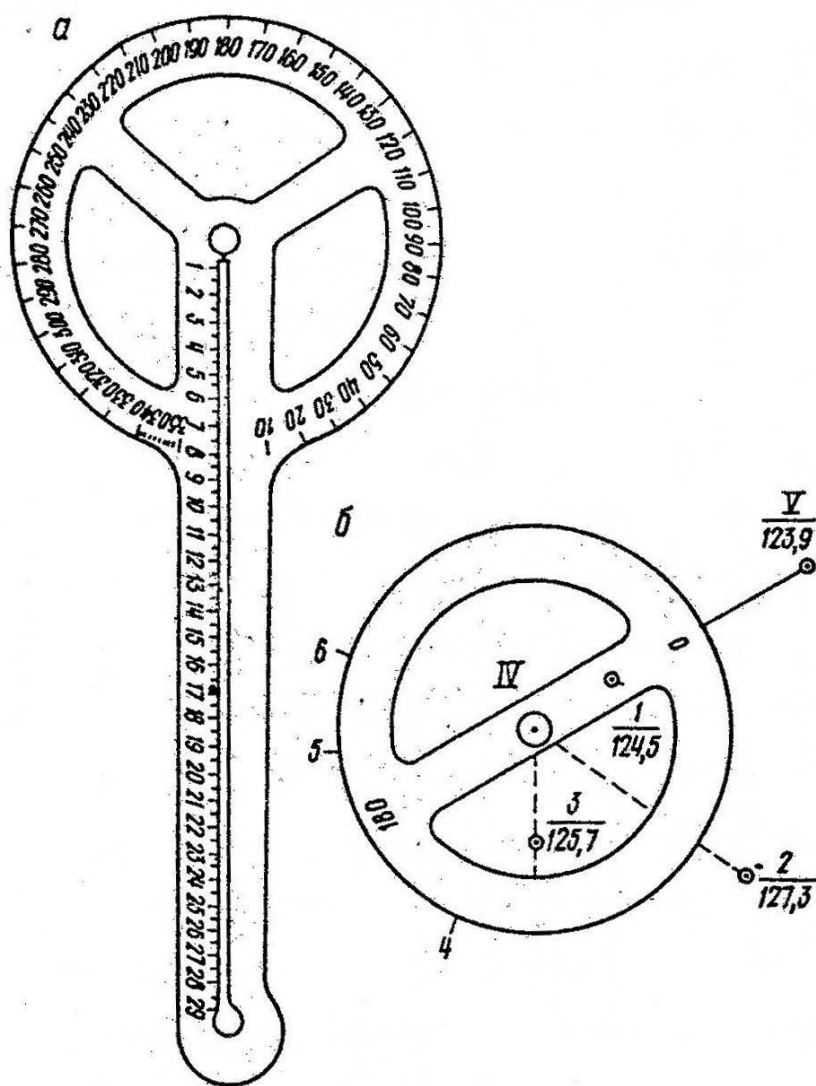


Рис. 126. Тахеограф

Для нанесення рейкової точки центр кола тахеографа суміщають із точкою станції на плані. Потім поворотом диска суміщають початковий напрямок на плані з відліком, що дорівнює полярному куту на знімальну точку. По лі-

нійці відкладають у масштабі плану відповідну полярну відстань і наколюють точку. Біля нанесених на план рейкових точок підписують їх номери і висоти. Згідно з абрисом і примітками в польових журналах креслять контури і предмети місцевості. За відмітками рейкових точок, користуючись методом графічної інтерполяції, проводять горизонталі. При цьому інтерполяцію виконують тільки за напрямками, відміченими на абрисі стрілками. Для поліпшення сприйняття рельєфу і зручності його читання на плані кожна п'ята горизонталь проводиться потовщеною.

План масштабу 1 : 500, як правило, викреслюють олівцем (у зв'язку з тим, що такий великомасштабний план доводиться доволі часто корегувати через зміни, які відбуваються на місцевості). Плани інших масштабів креслять тушшю відповідно до прийнятих умовних знаків.

Контрольні питання

1. У чому полягає сутність тахеометричної зйомки?
2. Яка спільність та відмінність тахеометричної зйомки від інших видів топографічних зйомок?
3. Які прилади застосовуються для проведення тахеометричної зйомки?
4. Поясніть порядок виконання тахеометричної зйомки.
5. Як виконується згущення геодезичної основи при тахеометричній зйомці?
6. Як вимірюються віддалі, кути і перевищення при тахеометричній зйомці?

Розділ 6. Геодезичні мережі

1. Види геодезичних мереж і методи їх побудови

Державна геодезична мережа поділяється на планову, яка створюється методами тріангуляції, полігонометрії і трилатерації, та висотну, яка створюється методами геометричного і тригонометричного нівелювання. ДГМ є головною геодезичною основою топографічних зйомок усіх масштабів і геодезичних вимірювань, які виконуються для забезпечення розвитку господарства і задоволення вимог оборони країни при розв'язанні відповідних наукових, інженерно-технічних та інших задач.

Планові геодезичні мережі створюють методами тріангуляції, полігонометрії, трилатерації, поєднанням цих методів, а також методами космічної (супутникової) геодезії.

Метод тріангуляції (від лат. *triagulum* – трикутник) є основним. Він полягає в побудові на місцевості рядів (рис.127) і мереж трикутників (рис. 128), послідовно зв'язаних між собою загальними сторонами. У вершинах трикутників розташовуються геодезичні пункти.

Якщо в одному з трикутників виміряти ту чи іншу сторону, наприклад АВ, яка має назву базисної сторони, а в кожному трикутнику величини двох або трьох кутів, то довжини сторін можуть бути обчислені шляхом послідовного розв'язання трикутників. За відомими координатами одного з пунктів, наприклад А, і дирекційному куту однієї зі сторін, наприклад АВ, можна, використовуючи виміряні кути, послідовно обчислити дирекційні кути всіх сторін трикутників, а за дирекційними кутами і довжинами сторін – координати всіх пунктів тріангуляції.

Звичайно в кожному трикутнику вимірюють усі три кути, або кількість базисних сторін встановлюють у відповідності з вимогами спеціальних інструкцій.

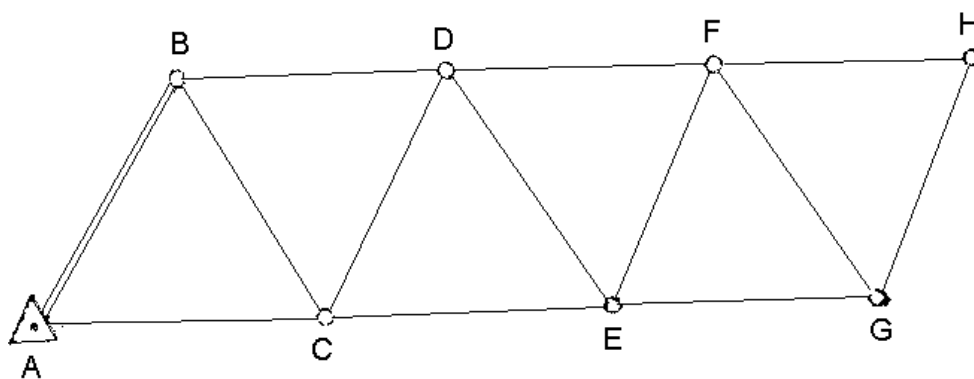


Рис. 127. Ряд трикутників

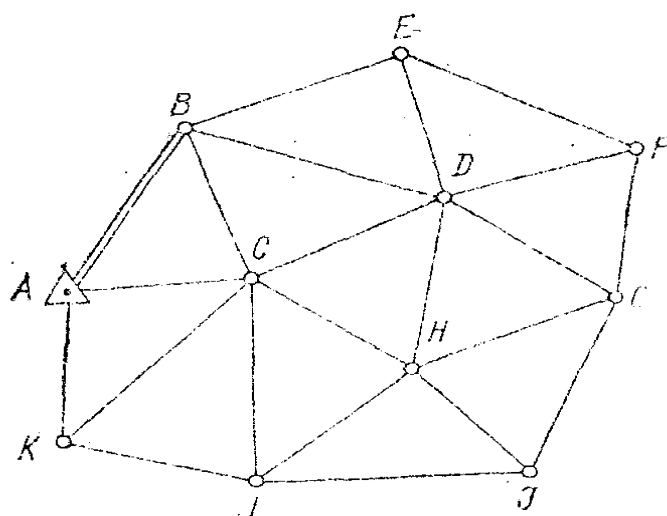


Рис. 128. Мережа трикутників

Метод полігонометрії (від грецк. *polygones* – багатокутний та *metreo* – вимірюю) полягає у вимірюванні на місцевості довжин послідовно зв'язаних між собою ліній, які створюють полігонометричний хід, а також у вимірюванні горизонтальних кутів між цими лініями (рис. 129). Якщо відомі координати вихідного пункта, наприклад В, і дирекційний кут однієї зв'язуючої з ним лінії ходу, наприклад ВА, то можна обчислити дирекційні кути всіх інших ліній ходу, а за дирекційними кутами і довжинами ліній знайти приростки координат і координати всіх пунктів ходу.

Метод полігонометрії доцільніше застосовувати в закритих і забудованих районах.

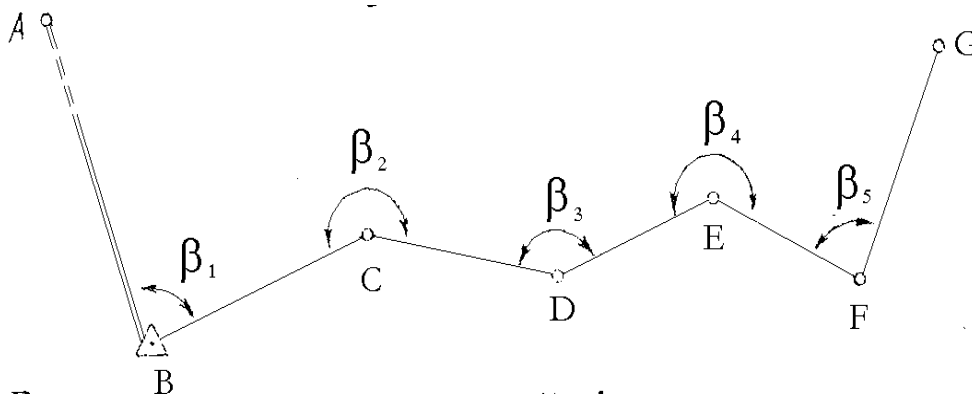


Рис. 129. Полігонометричний хід

Метод трилатерації (від лат. *trilaterus* – трьохсторонній) відрізняється від методу триангуляції тільки тим, що в трикутниках вимірюються не кути, а довжини всіх сторін. Для цієї цілі використовується, як правило, спеціальні геодезичні прилади – різного роду віддалеміри. За виміряними сторонами обчислюються кути трикутників. За відомим дирекційним кутом однієї зі сторін мережі обчислюють дирекційні кути решти сторін трикутників, а маючи координати вихідного пункту – координати решти пунктів мережі.

Методи космічної (супутникової) геодезії дозволяють визначити координати геодезичних пунктів за результатами спостережень за рухом штучних супутників Землі. При цьому відстані між шуканими пунктами можуть досягати кількох тисяч кілометрів, що дозволяє визначити взаємне положення материків, віддалених островів і т.п.

Одна з перших спроб точно визначити відносне розташування континентів була виконана з використанням явища покриття зір Місяцем. Цей метод у кращому випадку був громіздким та не відрізнявся особливою успішністю. Однак запуск першого радянського супутника у 1957 році суттєво поліпшив точність визначення зв'язку між різними геодезичними системами відліку у світі. На початку ери штучних супутників Землі (ШСЗ) був успішно застосований оптичний метод, який, по суті, базувався на методі зо-

ряної тріангуляції, розвинутому у Фінляндії ще в 1946 році. Всесвітня програма супутникової тріангуляції, яку часто називають ВС-4 за назвою застосованої фотокамери, дала можливість уперше визначити взаємне положення основних систем відліку. Метод полягав у фотографуванні супутників на фоні зірок за допомогою фотокамери, оснащеної спеціально припасованим шторковим затвором. На фотографії виникало зображення низки точок, які відображали траєкторію кожної окремої зірки або супутника. Координати вибраних точок як найточніше вимірювалися із застосуванням фотограмметричного компаратора, після чого з аналітичної фотографічної моделі визначалися просторові напрямки (одичні вектори) від станції спостережень до ШСЗ. Виконуючи з сусідньої станції одночасне фотографування цього ж супутника та подібні обчислення, отримували нову послідовність напрямків. Кожна пара відповідних напрямків формує площину, до якої належать станції спостережень та супутник. Тому перетин кожної пари площин дає просторовий напрямок між станціями. Потім ці напрямки використовували для побудови глобальної геодезичної мережі, причому її масштаб визначався з кількох наземних базисів. Європейська база між Тромсьо в Норвегії та Катанією о. Сицилія є прикладом реалізації цієї ідеї. Головною проблемою використання оптичного методу була необхідність ясного неба одночасно на двох спостережних пунктах, віддалених один від одного на відстань приблизно 4000 км. Крім того, саме устаткування залишилося громіздким та дорогим. Тому оптичне вимірювання напрямків між пунктами незабаром було витиснуте радіотехнічним методом визначення відстаней завдяки можливості проведення спостережень за будь-яких погодних умов та меншій ціні на необхідне устаткування.

Радіотехнічна глобальна трилатерація

Першу спробу встановити зв'язок континентів радіотехнічним методом здійснено шляхом використання електронної системи HIRAN, яка за часів другої світової війни служила для навігації літаків. Починаючи з кінця 40-х років XX століття за допомогою цієї системи були виміряні дуги трилатерації між Північною Америкою та Європою для визначення різниці між відповідними геодезичними системами відліку. Суттєвий технологічний прорив намітився, коли вчені та дослідники в усьому світі переконались, що доплерівський зсув частоти сигналу, який розповсюджується від передавача супутника, можна використати як спостережувану величину для визначення точного моменту найбільшого зближення станції з ШСЗ. Ці дані разом із спроможністю обчислити за законами Кеплера ефемериди (траєкторії) супутників привели до сучасної технології миттєвого визначення місцеположення в будь-якому куточку світу.

Безпосереднім попередником сучасної системи визначення місцеположення була Морська навігаційна супутникова система (NNSS), що також відома як система TRANSIT. Вона складається із семи супутників, які обертаються навколо Землі на висоті приблизно 1100 км по полярних орбітах, близьких до кругових. Система TRANSIT була розроблена військовим відомством США головним чином для визначення координат повітряних і морських суден. Цивільне використання цієї супутникової системи було зрештою дозволене, і вона почала широко застосовуватись у світі як для навігації, так і для зйомки. Сьогодні тисячі малих морських та повітряних суден визначають свої координати, реєструючи сигнали супутників системи TRANSIT.

Початкові експерименти із системою TRANSIT, виконані у США спеціалістами Військового картографічного

агентства (DMA) та службою берегової і геодезичної зйомки, показали, що можна отримати точність визначення місцеположення близько одного метра, якщо у вибраній точці провести спостереження впродовж кількох діб та виконати обробку даних із використанням уточнених ефемерид. Група послідовно переміщуваних доплерівських приймачів (так званий транслокаційний метод) спроможна забезпечити субметрову точність визначення координат із використанням ефемерид, які передаються безпосередньо із сигналами супутників. У системі TRANSIT використовується, по суті, та ж сама спостережувана величина (тобто фізична величина, яка безпосередньо вимірюється та реєструється приймачем сигналів із супутників), що й у системі стеження за супутником “Супутник-1”. Але орбіти супутників TRANSIT визначаються більш точно з даних вимірів на зафіксованих пунктах широко розгалуженої мережі.

Глобальна система визначення місцеположення (GPS) була створена для того, щоб замінити систему TRANSIT, тому що остання мала два суттєвих недоліки. Головною проблемою у використанні цієї системи були великі проміжки часу між окремими сеансами спостережень. Для визначення положення в довільний момент часу користувачі змушені були виконувати інтерполяцію між послідовними проходженнями супутників над станцією спостережень, що повторювались приблизно кожні 90 хвилин. Іншою проблемою системи TRANSIT була відносно мала точність визначення місцеположення.

На відміну від системи TRANSIT, GPS швидко, точно та недорого в усіх куточках земної кулі та в будь-який момент часу дає можливість відповісти на питання, який час, які координати та швидкість у даній точці спостережень.

Якщо говорити про види геодезичних мереж, то сьогодні розрізняють такі види:

- державна геодезична мережа (ДГМ);
- розрядні геодезичні мережі;
- геодезичні мережі спеціального призначення.

ДГМ – це сукупність її пунктів, рівномірно розміщених на території країни і закріплених на місцевості спеціальними центрами, які забезпечують їх збереження та стійкість у плані і за висотою протягом тривалого часу.

ДГМ є носієм геодезичної системи координат і висот України.

ДГМ створюється для вирішення в інтересах господарської діяльності, науки та оборони країни таких основних завдань:

- встановлення єдиної геодезичної системи координат та висот на території країни;
- геодезичне забезпечення картографування території країни, акваторій морів та внутрішніх водойм;
- геодезичне забезпечення вивчення природних ресурсів та ведення державних кадастрів;
- забезпечення вихідними геодезичними даними засобів наземної, морської і аерокосмічної навігації, аерокосмічного моніторингу навколишнього середовища;
- вивчення фігури і гравітаційного поля Землі та змін у часі;
- вивчення геодинамічних явищ та сучасних вертикальних рухів земної поверхні;
- вивчення зон деформації земної поверхні для уточнення карт загального сейсмічного районування;
- вивчення рухів полюсів та нерівномірності обертання Землі;
- метрологічне забезпечення високоточних технічних засобів визначення місцеположення й орієнтування.

Разом з ДГМ створюється державна гравіметрична мережа, а також розрядні геодезичні мережі та геодезичні

мережі спеціального призначення, які будуються за спеціальними програмами.

ДГМ та державна гравіметрична мережа є надбанням України. Для підтримання їх на сучасному рівні здійснюється комплекс науково-виробничих, матеріально-технічних та фінансових заходів.

ДГМ задає на всій території країни референцну систему координат і поширює з необхідною точністю і щільністю пунктів ДГМ загальноземну систему координат.

Положення пунктів ДГМ визначається в двох системах координат – загальноземній та референційній. Між обома системами встановлюється однозначний зв'язок, який визначається параметрами взаємного переходу (елементи орієнтування).

За загальноземну систему координат приймається геодезична референцна система 1980 року (GRS 1980) з параметрами еліпсоїда:

- велика піввісь еліпсоїда $a=6\,378\,137$ м;
- стиснення еліпсоїда $\alpha=1:298.257$;
- геоцентрична гравітаційна стала $GM = 3986\,005 \times 10^8$ м³ с²;
- зональний гармонічний коефіцієнт геопотенціалу другого порядку $J^2 = 108\,263 \times 10^{-8}$;
- кутова швидкість обертання Землі $\omega = 7292\,115 \times 10^{-11}$ рад/с.

На перехідний період (до введення референцної системи координат України) для обчислення координат пунктів ДГМ залишається референцна система координат 1942 року (СК-42) із вихідними даними:

- референц-еліпсоїд Красовського – велика піввісь $6\,378\,245$ м;
- стиснення $1:298,3$;
- висота геоїда в Пулкові над референц-еліпсоїдом дорівнює нулю;

- геодезичні координати Пулковської обсерваторії (центр сигналу А): широта – $59^{\circ} 46' 15.359''$; довгота за Гринвічем – $30^{\circ} 19' 28.318''$;
- геодезичний азимут з Пулково на пункт Бугри – $121^{\circ} 06' 42.305''$.

Загальноземна та референсна система координат України, елементи орієнтування референцної системи координат відносно загальноземної системи координат уводяться в дію відповідним рішенням Кабінету Міністрів України.

Розрядні геодезичні мережі створюються, як правило, на забудованих територіях для проведення топографічних зйомок і проведення різного роду вишукувань та інженерних розрахунків.

До геодезичних мереж спеціального призначення належать:

- просторові геодезичні мережі на геодинамічних полігонах;
- спеціальні геодезичні мережі для інженерно-геодезичного забезпечення будівництва, гірничої справи та інші мережі, які будуються відповідно до вимог технічних проектів, що розробляються різними відомствами для вирішення спеціальних завдань.

Геодезичні мережі спеціального призначення будуються за відносними методами супутникової геодезії, а також за традиційними методами тріангуляції, трилатерації та полігонометрії.

У сейсмічних і техногенно активних районах країни на геодинамічних полігонах створюються просторові геодезичні мережі для вивчення сучасних рухів земної кори.

2. Класифікація геодезичних мереж

Створення тріангуляційних мереж на території Росії почалося на початку XVIII століття, але ці мережі будувалися за локальним принципом, тобто в кожному регіоні

вони були відокремленими. Суцільне картографування території країни вимагало створення загальної геодезичної мережі. У 1907 році «Спеціальна комісія» вирішила проводити нові роботи незалежно від старих, розвиваючи їх уздовж меридіанів і паралелей. Таке розташування рядів триангуляції, що створюють великі замкнуті полігони, на думку комісії, повинно було дати міцне обґрунтування для наступних суцільних зйомок. Окрім того, такі ряди можна використовувати як градусні вимірювання для розв'язання наукових задач геодезії – визначення форми і розмірів Землі.

У 1910 році проект був ухвалений та затверджений, і в цьому ж році почалася його реалізація. До 1916 р. під керівництвом І.І. Померанцева проклали ряд трикутників по меридіану Пулково – Миколаїв, який був пов'язаний із градусними вимірюваннями Теннера – Струве по паралелях п'ятьма рядами трикутників. Але роботи були не завершені.

У подальшому всі геодезичні роботи проводились по Основним положенням про побудову державної геодезичної мережі СРСР 1939 р. Згідно із цим положенням була прийнята схема побудови триангуляції, яка передбачала послідовне визначення геодезичних пунктів I – IV класів. При розробці схеми ставилась задача забезпечити точність визначення пунктів останнього (четвертого) класу, достатню для того, щоби ці пункти могли служити основою для топографічної зйомки в масштабі 1 : 10 000.

Розвиток народного господарства і потреби оборони країни вимагали значного збільшення точності взаємного положення геодезичних пунктів. У містах і селищах виникла необхідність у визначенні опорних пунктів для топографічних зйомок у масштабах 1 : 500 – 1 : 5 000, а також для інших робіт спеціального призначення. У зв'язку з цим у 1954 – 1961 рр. були розроблені й затверджені нові

Основні положення про побудову ДГМ СРСР, згідно з якими попередня схема мережі зазнала значних змін.

За точністю ДГМ поділяється (згідно з Положеннями 1954-61 рр.) на 4 класи.

Мережа 1-го класу є вихідною для побудови мереж других класів. Вона будується з рядів приблизно рівносторонніх трикутників зі сторонами не менше 20 км або ходів полігонометрії зі сторонами 20-25 км. Ряди і ходи розташовуються приблизно за напрямком меридіанів і паралелей через 200-250 км і створюють полігони периметром 800-1000 км. Усередині полігонів 1-го класу будуються суцільні мережі трикутників 2-го класу зі сторонами 7-20 км. У місцях перетинання рядів 1-го класу і в мережах триангуляції 2-го класу з високою точністю вимірюють базисні сторони довжиною 20-25 км. Замість базисної сторони може вимірюватися геодезичний базис довжиною не менш 5-6 км. У цьому випадку, використовуючи безпосередньо виміряний базис, шляхом побудови спеціальної базисної мережі довжину базисної сторони отримують тригонометричним способом.

На обох кінцях базисної сторони визначаються пункти Лапласа, на яких довгота й азимут отримують з астрономічних спостережень.

Азимутом Лапласа називають геодезичний азимут, отриманий з астрономічного азимута шляхом введення поправки за відхилення вискової лінії по довготі від нормалі до поверхні референц-еліпсоїда у відповідному пункті. Він обчислюється за такою формулою, вперше запропонованою французьким вченим Лапласом (1740-1827 рр.):

$$A_r = A - (\lambda - L)\sin\varphi,$$

де A_r і A – відповідно геодезичний і астрономічний азимути напрямків;

L – геодезична довгота пункту Лапласа;

λ – астрономічна довгота пункту Лапласа;

φ – астрономічна широта пункту Лапласа.

З рівняння видно, що азимут Лапласа можна обчислити за результатами астрономічних і геодезичних робіт.

Азимути Лапласа будуть відповідати своєму призначенню і мати контролююче значення тільки в тому випадку, якщо їх точність буде високою в порівнянні з похибками вимірювання кута в тріангуляції. Тому середні квадратичні похибки астрономічних визначень на пунктах Лапласа не повинні перевищувати $\pm 0.3''$ по широті, $\pm 0.03''$ по довготі та $\pm 0.5''$ по азимуту.

Азимути Лапласа повинні бути обов'язково визначені на двох кінцях однієї і тієї ж сторони, тільки в цьому випадку можна бачити, наскільки вони спотворені дією бокової (горизонтальної) рефракції.

Для визначення висот точок поверхні геоїда над поверхнею референц-еліпсоїда по всіх рядах геодезичної мережі виконують астрономо-гравіметричне нівелювання, визначають астрономічні широти і довготи. Такі астропункти розташовують у середньому через 60 км, виконуючи навколо них детальну гравіметричну зйомку.

Таким чином, результати астрономічних робіт не тільки служать цілям обробки і відомого контролю геодезичної мережі, але й використовуються для вивчення фігури Землі.

Сполучення геодезичних вимірювань і астрономічних визначень перетворюють тріангуляцію і полігонометрію 1-го класу в астрономо-геодезичну мережу.

Астрономо-геодезична мережа у вигляді полігонів 1-го класу надає можливість отримати взаємне положення двох будь-яких сусідніх пунктів тріангуляції з похибкою, яка не перевищує 1:200 000 відстані між ними.

Середні квадратичні похибки вимірювання кутів у тріангуляції 1-го класу не перевищують $\pm 0.7''$, а в тріангуляції 2-го класу – $\pm 1''$.

Мережі 2-го класу згущуються пунктами 3-го і 4-го класів. Довжини сторін у мережах тріангуляції 3-го класу складають 5-8 км, а в мережах 4-го класу – 2-5 км.

Для підвищення точності визначення взаємного положення пунктів у мережах тріангуляції 2-го класу вимірюються не рідше ніж через 25 трикутників рівномірно розташовані базисні сторони; при цьому одна базисна сторона на кінцях котрої визначаються пункти Лапласа, повинна знаходитись приблизно в середині полігону.

Похибки базисних сторін у геодезичних мережах 2-го класу повинні бути не більше 1:300 000 їх довжини.

Визначення пунктів 3-го і 4-го класів здійснюється відносно пунктів вищих класів вставкою жорстких систем або окремих пунктів, тобто такою побудовою мережі, при якій шукані пункти мали б зв'язок з усіма близькими пунктами вищого і того ж класу.

Найбільш типовими системами тріангуляції при вставках одного – двох пунктів 3-го і 4-го класів є: вставка пунктів у трикутник (рис. 130, *а*), вставка пунктів у кут (рис. 130, *в, з*) і центральна система (рис. 130, *б*).

Вимірювання горизонтальних кутів виконується зі середньою квадратичною похибкою, обчисленої за нев'язками трикутників: у мережах 3-го класу – не більше $\pm 1.5''$, а в мережах 4-го класу – не більше $\pm 2.0''$.

Нев'язки трикутників не повинні перевищувати: $6''$ – у тріангуляції 3-го класу і $8''$ – в тріангуляції 4-го класу.

Для орієнтування в умовах поганої видимості на кожному пункті ДГМ встановлюються два орієнтирних пункти на віддалі від 500 до 1000 м (у лісі не ближче 250 м).

Щільність пунктів ДГМ звичайно доводилась до одного пункту на $50-60 \text{ км}^2$, що було достатньо для забезпечення топографічних зйомок у масштабі 1:10 000 і дрібніше.

Згідно з “Основними положеннями створення Державної геодезичної мережі України” (затверджені Постановою

Кабінету Міністрів від 8 червня 1998 р. № 844) встановлюються загальні вимоги до принципів побудови і модернізації ДГМ України, обстеження та оновлення її пунктів і математичної обробки результатів вимірювань.

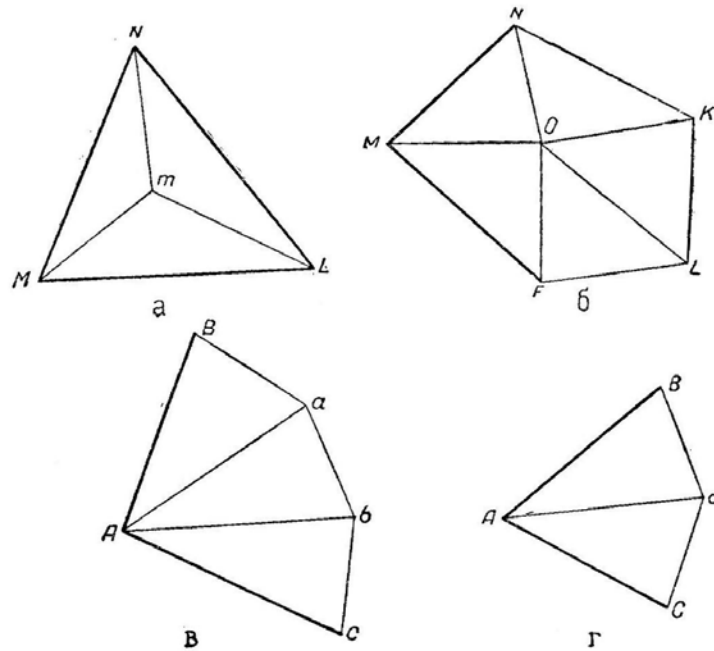


Рис. 130. Типові фігури при вставці окремих пунктів:
а – вставка пункту в трикутник; *б* – центральна система;
в – вставка двох пунктів у кут; *г* – вставка одного пункту в кут

Основні положення передбачають виконання робіт із використанням сучасних супутникових навігаційних систем (GPS), комп'ютерних технологій, а також допускають використання традиційних геодезичних методів.

Вимоги Основних положень обов'язкові для виконання всіма державними органами та особами підприємницької діяльності незалежно від форм власності й підпорядкування.

Складовими частинами ДГМ є планова і висотна геодезичні мережі, пункти яких повинні бути суміщені або мати між собою надійний геодезичний зв'язок.

Планова геодезична мережа складається з:

- астрономо-геодезичної мережі 1-го класу;
- геодезичної мережі 2-го класу;
- геодезичної мережі згущення 3-го класу.

Висотна геодезична мережа складається з:

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

Організаційні і науково-технічні заходи побудови ДГМ України повинні передбачати такі моменти:

Астрономо-геодезична мережа 1-го класу і геодезична мережа 2-го класу створюється згідно з програмою побудови ДГМ, затвердженою Укргеодезкартографією та погодженою з Міноборони.

Координацію науково-технічних заходів і виконання робіт зі створення та модернізації ДГМ, підготовку кадрів і забезпечення підприємств астрономо-геодезичними і гравіметричними приладами та устаткуванням здійснює Укр-геодезкартографія.

Програма побудови та модернізації ДГМ передбачає:

- побудову астрономо-геодезичної мережі 1-го класу;
- модернізацію геодезичної мережі 2-го класу;
- побудову та модернізацію геодезичної мережі згущення 3-го класу;
- побудову та модернізацію висотних геодезичних мереж;
- обстеження та оновлення пунктів і знаків геодезичних мереж.

Модернізація ДГМ здійснюється з метою приведення існуючої мережі до однорідної за точністю і достатньою за щільністю пунктів і виконується на тих ділянках, де на основі обстеження пунктів на місцевості і результатів математичної обробки мереж встановлено, що:

- точність раніше виконаних спостережень або врівноважених елементів мережі нижча, ніж вимагають ці Основні положення;

- центри геодезичних пунктів втрачені або щільність пунктів геодезичної мережі недостатня для даного району;
- виявлено деформації земної поверхні внаслідок дії сейсмотектонічних техногенних явищ.

Модернізація геодезичних мереж у районах землетрусів, що відбулися з магнітудою 5 балів і більше, здійснюється в найкоротші терміни, а у вугільних басейнах і районах інтенсивного видобування руд, газу, нафти та інших підземних розробок потреба модернізації обґрунтовується маркшейдерськими даними.

Виробничий цикл побудови ДГМ складається з таких основних видів робіт:

- проектування мережі;
- рекогностування і побудова геодезичних пунктів;
- вимірювання елементів мережі;
- математична обробка вимірів;
- складання каталогів координат і висот геодезичних пунктів та нівелірних знаків.

Середня щільність пунктів ДГМ повинна бути не менше одного пункту на 30 км^2 . Подальше збільшення щільності пунктів ДГМ обґрунтовується розрахунками, виходячи з конкретних завдань топографо-геодезичного забезпечення території.

Для геодезичного забезпечення топографічної зйомки встановлюються такі норми щільності пунктів та реперів ДГМ:

- для зйомок у масштабі 1:25 000 і 1:10 000 – 1 пункт на 30 км^2 і 1 репер на трапецію масштабу 1:10 000;
- для зйомки у масштабі 1:5 000 – 1 пункт на $20\text{-}30 \text{ км}^2$ 1 репер на $10\text{-}15 \text{ км}^2$;
- для зйомки у масштабі 1:2 000 і більше – 1 пункт на $5\text{-}15 \text{ км}^2$ 1 репер на $5\text{-}7 \text{ км}^2$.

Для топографічної та кадастрової зйомки в масштабі 1:2 000 і більше на доповнення до пунктів ДГМ визначаються пункти розрядних геодезичних та знімальних геодезичних мереж.

У разі використання супутникових геодезичних методів для визначення пунктів знімальних мереж можливе обґрунтоване зменшення щільності пунктів ДГМ.

Проектування геодезичних мереж виконується з урахуванням усіх раніше виконаних робіт.

Місця побудови геодезичних пунктів обирають в такий спосіб, щоб забезпечувалось їх збереження та стійкість центрів у плані і за висотою протягом тривалого часу і щоб їх було зручно використовувати в практичній діяльності.

Типи центрів вибираються з урахуванням фізико-географічних умов району робіт, глибини промерзання ґрунтів, гідрогеологічного режиму та інших особливостей місцевості.

Нівелірні мережі I та II класів є головною висотною основою країни, яка встановлює єдину систему висот на всій території України, а також служить для вирішення наукових завдань.

Нівелірні мережі III та IV класів створюється з метою згущення висотної основи для забезпечення топографічної зйомки всіх масштабів та вирішення інженерних завдань.

Нівелювання I класу виконується з найвищою точністю, яка досягається завдяки використанню найбільш сучасних приладів та методик спостережень з якомога повнішим виключенням систематичних помилок.

Нівелювання I класу здійснюється повторно за тими ж лініями не рідше ніж через 25 років, а сейсмоактивних районах – через кожні 15 років.

Нівелірна мережа II класу створюється всередині полігонів I класу окремими лініями або системами з вузловими точками, утворюючи полігони з периметром 400 км.

Нівелювання II класу виконується з точністю, яка забезпечує отримання нев'язок у ходах та полігонах, за абсолютною величиною не більших ніж $5 \text{ мм } \sqrt{L}$, де L – периметр полігону або довжина ходу в км.

Лінії нівелювання I та II класів прокладаються переважно вздовж залізниць та автомобільних шляхів, а в разі необхідності – вздовж великих річок та інших трас з найбільш сприятливими ґрунтовими умовами і найбільш складним рельєфом.

У лінії нівелювання I та II класів, які примикають до морів або прокладаються вздовж великих річок, водосховищ, озер, обов'язково включають основні й робочі реperi, нулі рівневих рейок вікових і постійних морських, річкових та озерних рівневих постів.

Лінії нівелювання III класу прокладаються всередині полігонів II класу так, щоб утворювались полігони з периметром 60-150 км.

Для забезпечення топографічної зйомки у масштабі 1:5 000 і більше лінії нівелювання III класу прокладаються з розрахунком створення полігонів із периметром до 60 км.

Нівелювання III класу виконується з точністю, яка забезпечує отримання нев'язки в ході чи полігоні величиною не більше $10 \text{ мм } \sqrt{L}$, де L – довжина ходу або периметр полігона в км.

Нівелювання IV класу є згущенням нівелірної мережі III класу. Його виконують ходами довжиною не більше 50 км із точністю, яка забезпечує отримання нев'язки в ході чи полігоні величиною не більше $20 \text{ мм } \sqrt{L}$, де L – довжина ходу або периметр полігона в км.

Виміряні різниці висот пунктів нівелювання I і II класів слід виправляти поправками за непаралельність рівневих поверхонь.

Нівелірні мережі всіх класів закріплюються на місцевості реперами та марками, які закладаються не рідше ніж

через 5 км (по трасі), у важкодоступних районах відстань між ними може бути збільшена до 7 км.

На всіх лініях нівелювання I і II класів не рідше ніж через 60 км, а також у вузлових точках, поблизу морських, основних річкових та озерних рівневих постів закладаються фундаментальні реperi.

У сейсмоактивних районах фундаментальні реperi закладаються не рідше ніж через 40 км.

Таблиця 25

Основні вимоги до побудови геодезичної мережі 2-го класу

Параметри мережі	Методи побудови			
	GPS	тріангуляція	полігонометрія	трилатерація
Периметр полігона, км			150-180	
Найбільша довжина ходу, км			60	
Довжина сторони, км найбільша найменша	20 5	20 7	12 5	12 5
Кількість сторін у ході не більше	6		6	
Середньоквадратична помилка взаємного положення пунктів, м	0,03-0,05	0,03-0,05	0,03- 0,05	0,03-0,05
Середньоквадратична похибка вимірювання кутів не більше, с		1,0"	1,0"	
Найбільша нев'язка трикутника, с		4,0"		
Кутова нев'язка ходу, с			$2'' \sqrt{n}$	
Відносна помилка вимірювання сторони (базису) не менше	1:300000	1:300000	1:300000	1:300000
Середньоквадратична помилка вимірювання сторони не більше, м	0,03		0,03	0,03

Основні вимоги до побудови геодезичної мережі згущення

3-го класу

Параметри мережі	Методи побудови			
	GPS	тріангуляція	полігонометрія	трилатерація
Периметр полігона, км			70-90	
Найбільша довжина ходу, км			30	
Довжина сторони, км				
найбільша	10	8	8	8
найменша	2	5	2	2
Кількість сторін у ході не більше	6		6	
Середньоквадратична помилка взаємного положення пунктів, м	0,05	0,05	0,05	0,05
Середньоквадратична похибка вимірювання кутів не більше, с		1,5"	1,5"	
Найбільша нев'язка трикутника, с		6,0"		
Кутова нев'язка ходу, с			$3'' \sqrt{n}$	
Відносна помилка вимірювання сторони (базису) не менше	1:200000	1:200000	1:200000	1:200000
Середньоквадратична помилка вимірювання сторони не більше, м			0,04	0,04

Таблиця 27

Технічна характеристика полігонометрії
4-го класу, 1-го і 2-го розрядів

Показники	4-й клас	1-й розряд	2-й розряд
Гранична довжина ходу, км окремого між вихідною і вузловою точками	14,0	7,0	4,0
між вузловими точками	9,0 7,0	5,0 4,0	3,0 2,0
Граничний периметр полігона, км	40	20	12
Довжини сторін ходу, км			
найбільша	3,00	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 помилка ходу (не більше)	1:25000	1:10000	1:5000
Середня квадратична помилка вимірюного кута (за нев'язками в ходах і полігонах), кутові секунди (не більше)	3	5	10
Кутова нев'язка ходу або полігона, кутові секунди (не більше), де n – кількість кутів у ході	$5\sqrt{n}$	$10\sqrt{n}$	$20\sqrt{n}$
Середня квадратична помилка вимірювання довжини сторони, см			
до 500 м	1	1	1
від 500 до 1000 м	2	2	-
понад 1000 м	1:40000	-	-

Таблиця 28, 29

Технічна характеристика трилатерації і тріангуляції
4-го класу, 1-го і 2-го розрядів

Показники	Трилатерація		
	4-й клас	1-й розряд	2-й розряд
Довжина сторони трикутника, км	2-5	0,5-5	0,25-3
Мінімально допустима величина кута трикутника	30°	20°	20°
Гранична довжина ланцюга трикутників між вихідними сторонами або між вихідним пунктом і вихідною стороною, км	14,0	7,0	4,0
Мінімальна довжина вихідної сторони, км	2	1	1
Відносна середня квадратична помилка вимірювання сторони мережі	1:120 000	1:80 000	1:40 000
Показники	Тріангуляція		
	4-й клас	1 розряд	2 розряд
Довжина сторони трикутника, км (не більше)	5,0	5,0	5,0
Мінімально допустима величина кута (кутові градуси):			
у суцільній мережі	20	20	20
сполученого в ланцюжку трикутників	30	30	30
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
Граничне значення середньої квадратичної помилки кута, що обчислена за нев'язками у трикутниках (кутові секунди)	2	5	10
Відносна помилка вихідної (базисної) сторони (не більше)	1:200 000	1:50 000	1:20 000
Гранично допустима нев'язка в трикутнику (кутові секунди)	8	20	40
Відносна помилка визначення довжини сторони в найбільш слабкому місці (не більше)	1:50 000	1:20 000	1:10 000

Таблиця 30

Технічна характеристика теодолітних ходів із використанням теодолітів, мірних стрічок і рулеток

Масштаб	$\Delta_{гр.} = 0,2 \text{ мм}$			$\Delta_{гр.} = 0,3 \text{ мм}$	
	$\frac{1}{N} = \frac{1}{3000}$	$\frac{1}{N} = \frac{1}{2000}$	$\frac{1}{N} = \frac{1}{1000}$	$\frac{1}{N} = \frac{1}{2000}$	$\frac{1}{N} = \frac{1}{1000}$
	Допустимі довжини ходів між вихідними пунктами, км				
1:5000	6,0	4,0	2,0	6,0	3,0
1:2000	3,0	2,0	1,0	3,6	1,5
1:1000	1,8	1,2	0,6	1,5	1,5
1:500	0,9	0,6	0,3	-	-

Таблиця 31

Технічна характеристика теодолітних ходів із використанням оптичних теодолітів і світловіддалемірів та електронних тахеометрів

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

Таблиця 32

Технічна характеристика висячих теодолітних ходів

Масштаб	Довжини, одержані з використанням мірних стрічок та рулеток		Довжини, одержані з використанням світловіддалемірів та електронних тахеометрів	
	забудовані території	незабудовані території	забудовані території	незабудовані території
1:5000	350	500	3000	4000
1:2000	200	300	1600	2500
1:1000	150	200	1000	1500
1:500	100	150	500	750

3. Геодезичні знаки і центри

Центри призначені для закріплення на місцевості геодезичних пунктів на довготривалий період.

Закладці центрів приділяється велике значення, оскільки у випадку їх знищення або зміщення результати виконаних робіт можуть втратити своє значення або в тій чи іншій мірі бути знецінені.

Центри повинні протягом довготривалого часу зберігатися і залишатися нерухомими відносно інших точок місцевості, бути зручно розташованими у відношенні визначення їх координат і використання у як вихідних, бути легко розпізнаними, але водночас достатньо захищеними від руйнувань.

Довготривалість геодезичних пунктів забезпечується перш за все правильним вибором місця для закладки центрів. Не слід закладати центри на болотному ґрунті, в місцях, де спостерігаються зсуви і затоплення, на забудованих або передбачених для забудови майданчиках, у дворі та городах, поблизу шахт, земляних розробок і т.п. Крім того, необхідно враховувати можливості промерзання ґрунту, а також можливість видування центрів у районах пісків.

Для забезпечення збереженості й контролю нерухомості на пунктах тріангуляції і полігонометрії, як правило, закладають один під одним кілька бетонних монолітів.

Для забезпечення відшукування пункту над його центром насипають курган висотою 0.1 м. В 1 м від сторін основи знака риються канави.

Сьогодні в районах неглибокого промерзання (до 1.5 м) на пунктах ДГМ усіх класів закладаються стандартні центри, кожний з яких складається з чотирьох бетонних монолітів. Нижній центр – бетонний моноліт розміром 25 x 25 x 20 см, у верхній частині якого вмонтована чавунна марка. Він встановлюється на забутовку з камінців на гли-

бині 2,2 м від поверхні землі. На нижній центр вкладається бетонна плита. З плитою цементним розчином закріплюється верхній центр, який являє собою залізобетонний пілон перерізом по верху 20 х 20 см із вмонтованою в його грань маркою.

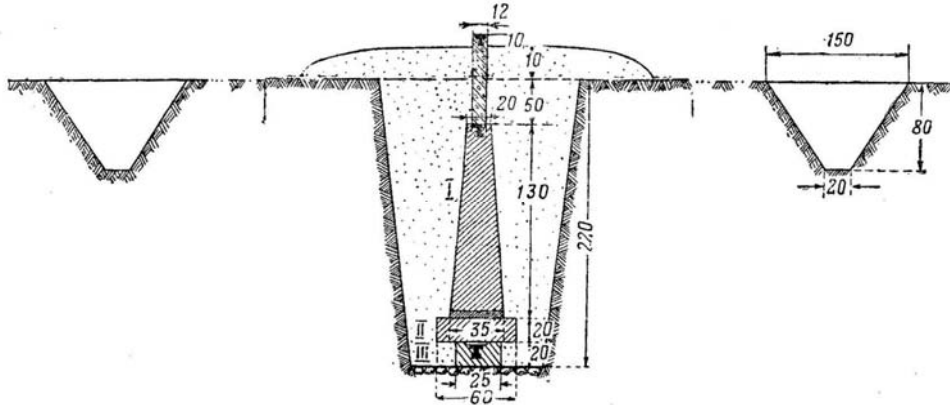


Рис. 131. Центр пункту державної геодезичної мережі

Для поліпшення відшукування пункту на верхній центр встановлюється бетонний розпізнавальний стовп перерізом 12 х 12 см і висотою 70 см, верхня частина котрого повинна на 10 см виступати над землею. Всі моноліти, з яких складається центр, встановлюються так, щоб осі марок знаходились на одній висковій лінії.

Центр, якій закладається в скелю, котра виходить на поверхню землі або розташовується на глибині не більше 0.6 м, має марку, закріплену безпосередньо в скелі цементним розчином. Над центром встановлюється розпізнавальний стовп і споруджується курган.

Якщо скеля розташована в землі на глибині більш ніж 0.6 м, то центр повинен мати не одну, а дві – три марки в залежності від глибини розташування скелі. У цьому випадку нижня марка закладається в скелю, а решта – в бетонні моноліти.

Центр орієнтирного пункту в районах сезонного промерзання ґрунту складається з бетонного моноліту у вигляді перерізної піраміди з висотою 20 см, нижньою і верхньою основами 40 х 40 см та 15 х 15 см відповідно. В верхню грань моноліту вмонтовується марка, яка закривається кришкою. Глибина закладки центру ОРП повинна складати 70 см. Над центром встановлюється розпізнавальний дерев'яний стовп і насипається курган.

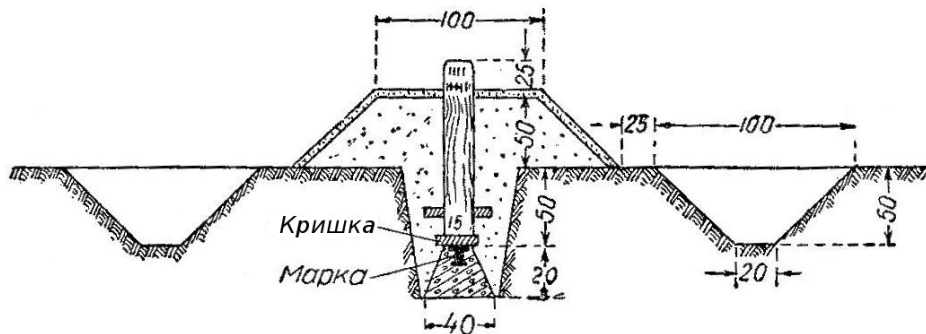


Рис.132. Орієнтирний пункт

Для встановлення взаємної видимості над центрами геодезичних пунктів будують зовнішні знаки, які являють собою дерев'яні або металеві споруди.

Геодезичний знак у верхній частині має візирний пристрій (як правило, візирний циліндр), який служить об'єктом візування при вимірюванні кутів із суміжних пунктів. Якщо ж виникає необхідність у піднятті кутомірного приладу над центром пункту на більш або менш значну висоту, то нижче візирного пристрою споруджується стіл для встановлення приладу.

Отже, візирний пристрій і підставка для приладу (стіл для приладу) є основними частинами зовнішнього геодезичного знака (сигнали, піраміди і тури).

Тури споруджуються на пунктах мережі з центрами скельного типу в гірських і високогірських безлісних районах. Вони являють собою кам'яні, цегляні або бетонні стовпи висотою 1.2-1.5 м із вмонтованими в них марками.

Тур не в повної мірі відповідає призначенню зовнішнього знака, оскільки він служить тільки столом для встановлення кутомірного приладу під час спостережень, але не візирною ціллю. Тому над ним будують піраміду, яка має візирну ціль, або безпосередньо на турі закріплюють зйомний візирний циліндр.

Прості піраміди, як і інші знаки, можуть будуватися на пунктах мережі будь-якого класу. Висота їх звичайно не перевищує 10 м.

У більшості випадків будують дерев'яні або металеві чотирьохгранні піраміди. Але інколи будують і трикутні піраміди, хоча їх спорудження менш зручне. Трикутні піраміди більш економічні щодо витрати матеріалів, що має суттєве значення в безлісних гірських районах, де транспортування лісу проблематичне.

У порівнянні з простими пірамідами геодезичні сигнали служать не тільки візирною ціллю, але і підставкою для приладу.

Висота сигналу залежить головним чином від умов місцевості і перш за все від рельєфу і залісності забезпечуваного району. В заселених районах вона звичайно коливається в межах 10-25 м. У рівнинній лісній місцевості будують сигнали висотою до 40 м і більше.

Якщо висота сигналу до столику не перевищує 10 м, то внутрішню (інструментальну) піраміду прикріплюють безпосередньо на землі. Такий знак називається простим сигналом.

У складних сигналів (висотою до столику більше 10 м) інструментальну піраміду прикріплюють до основних стовпів.

Для надання більшої стійкості й жорсткості основні стовпи знаків висотою більше 30 м роблять у дві колоди, а при висоті чотирьохгранного сигналу більше 40 м і трьох-

гранного більше 16 м, окрім основних, встановлюють проміжні стовпи.

В лісних районах геодезичні знаки споруджують із круглого лісу хвойних порід, який заготовлюється поблизу місця побудови.

В містах і деяких промислових районах знаходять застосування постійні металеві знаки.

В пагорбкових безлісних і гірських районах часто виникає необхідність у піднятті кутомірного приладу над центром пункту на 2-4 м. У цьому випадку доцільно будувати піраміди-штативи. Зовнішня піраміда піраміди-штатива несе на собі візирну ціль, а внутрішня служить штативом для приладу.

В степовій місцевості дедалі більше розповсюдження отримали переносні (розбірні) металеві знаки полегшеного типу, які виготовляються з труб або кутової сталі.

За конструкцією переносний металевий знак являє собою піраміду з помостом. Піраміда такого знака може бути металевою або дерев'яною. Вона служить підставкою для приладу. Поміст, як правило, збирається з металевих деталей і встановлюється тільки на період спостережень на пункті.

Геодезичні знаки будь-якої конструкції повинні бути:

- жорсткими, тобто такими, що помірно вібрують навіть при вітрі середньої сили, і тому з них можна здійснювати спостереження і за цих умов;
- стійкими, тобто не перекидатися вітром і не зміщуватися під впливом власної ваги;
- міцними, тобто добре зберігатися впродовж тривалого часу.

Візирні цілі знаків повинні мати симетричну форму відносно геометричної осі. При спостереженні із сусідніх пунктів вони не повинні мати фаз, які залежать від сонячного світла.

Жорсткість, стійкість і міцність геодезичного знака залежить від якості будівельного матеріалу, товщини його деталей і ретельності їх підгонки, від міцності кріплення вузлів, ширини основи знака, а також від міцності кріплення основних стовпів у землі.

4. Розшук геодезичних пунктів

Геодезичні пункти можуть бути розшукані на місцевості за зовнішніми розпізнавальними ознаками: зовнішньому знаку, слідам ям від його основних стовпів, канавам або кургану над центром. Якщо таких ознак на місцевості не має, то звертаються за допомогою до місцевих мешканців, щоб встановити місцезнаходження пункту. Більш точне положення центра у цьому випадку визначають використовуючи данні, зазначені у кроки, після цього розшуковують центр за допомогою «щупа» (загостреного сталевого пруту).

Якщо зазначеними прийомами центр не буде розшуканий, то застосовують інструментальні методи його розшукування.

Центр геодезичного пункту розшукується на місцевості такими методами:

- за одним ОРП, що зберігся, або за одним геодезичним пунктом P , який видно з землі;
- за двома ОРП, що збереглися, або за двома пунктами P_1 і P_2 , які видно з землі;
- за трьома геодезичними пунктами P_1 , P_2 і P_3 , які видно з землі;
- за допомогою допоміжної точки P' , розташованої поблизу втраченого пункту P_0 , координати якої визначаються із теодолітного ходу або із GPS-спостережень.

У всіх цих випадках визначається приблизне місцезнаходження центра пункту (точка P'), після чого центр пунк-

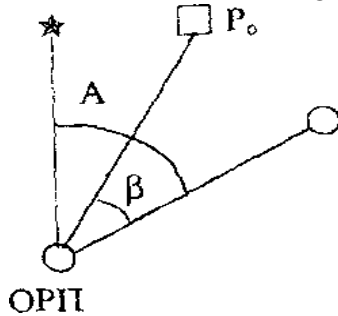
ту P_o розшукується за допомогою щупа або розкопуванням.

4.1. Розшук місцеположення центра за одним ОРП, що зберігся

Якщо на місцевості зберігся тільки один ОРП, то розшук центра пункту проводиться таким чином.

На місцевості поблизу втраченого пункту P_o (рис. 133) вибирається допоміжна точка P' на яку з ОРП гіротеодолітом або з астрономічних спостережень визначається азимут ($A_{ОРП-P'}$) напрямку ОРП- P' . Далі, обчислюють зближення меридіанів γ на пункті P_o і допускаючи, що для точок P_o і P' вони приблизно однакові, обчислюють дирекційний кут лінії ОРП- P'

$$\alpha_{ОРП-P'} = A_{ОРП-P'} - \gamma.$$



Після цього на ОРП за формулою $\beta = \alpha_{ОРП-P_o} - \alpha_{ОРП-P'}$ обчислюють кут β між напрямками ОРП- P_o і ОРП- P' .

Значення дирекційного кута напрямку ОРП- $P_o = \alpha_{ОРП-P_o}$ вибирається з каталога координат геодезичних пунктів.

Рис. 133. Розшук пункту за одним ОРП, що зберігся

Потім на ОРП встановлюють теодоліт і будують на місцевості кут β , приймаючи за початковий напрямок ОРП- P' . Уздовж знайденого напрямку ОРП- P_o відкладають відстань від пункту P_o до ОРП, яку беруть з каталога координат геодезичних пунктів і приступають до розшуку центра за допомогою щупа або розкопуванням.

Точність визначення місцеположення центра пункту залежить від точності визначення відстані ОРП- P_o , взятої із каталога.

4.2. Розшук центра геодезичного пункту за одним пунктом, який видно з землі

Якщо на місцевості ОРП не зберігся, а з місця втраченого пункту є видимість на сусідній геодезичній пункт P' , то розшук центра проводиться у такому порядку.

На місцевості поблизу втраченого пункту P_0 вибирають допоміжні точки P' і B в такому місці, щоб з них було видно пункт P_1 , а лінія $P'B$ була приблизно перпендикулярна до лінії $P'P_1$ і довжина її була не меншою $1/10$ цієї лінії (рис. 134). У трикутнику $P'P_1B$ вимірюють кути β і γ , а також лінію $P'B$ з відносною помилкою не більше $1:1\,000$.

За цими даними обчислюється довжина сторони $P'P_1$. Після цього на точці P' гіротеодолітом або з астрономічних спостережень визначають азимут напрямку $P'P_1$ та обчислюють його дирекційний кут. За значенням дирекційного кута і довжиною сторони $P'P_1$ обчислюють координати точки P' , за якими із розв'язання оберненої задачі одержують дирекційний кут напрямку $P'P_0$ і його довжину.

За значеннями дирекційних кутів напрямків $P'P_0$ і $P'P_1$ обчислюють кут δ , який за допомогою теодоліта будують на місцевості від напрямку $P'P_0$. Відклавши по напрямку $P'P_0$ його довжину знаходять місцеположення центра пункту P_0 , що розшукується.

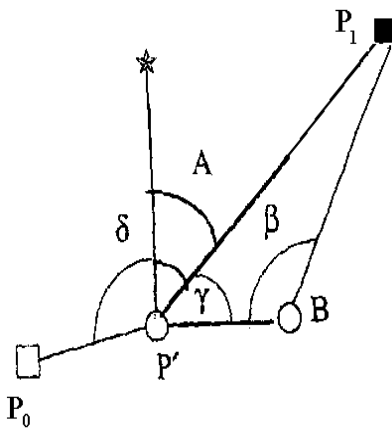
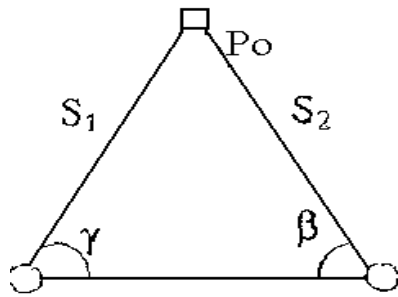


Рис. 134. Розшук центра пункту за одним ОРП

4.3. Розшук центра пункту за двома ОРП, що збереглися

Якщо на місцевості збереглися два ОРП і між ними є видимість, то розшук центра пункту проводиться в такому порядку. За значеннями дирекційних кутів і відстаней від ОРП-1 і ОРП-2 до втраченого пункту P_o , які вибираються з



каталогу координат геодезичних пунктів, обчислюють координати обох ОРП, а потім дирекційний кут напрямку між ними та кути γ і β за формулами

$$\gamma = \alpha_{\text{ОРП-1-ОРП-2}} - \alpha_{\text{ОРП-1-}P_o};$$

$$\beta = \alpha_{\text{ОРП-2-}P_o} - \alpha_{\text{ОРП-2-ОРП-1}}.$$

Рис. 135. Розшук пункту за двома ОРП, що збереглися

Після цього за допомогою теодоліта на ОРП-1 будуюмо кут γ (рис. 135), беручи за початковий напрямок на ОРП-2, і знаходимо напрямок з ОРП-1 на пункт P_o . Відклавши вздовж нього відстань S_1 , знаходимо положення пункту P_o . Для контролю на ОРП-2 за допомогою теодоліта будуюмо кут β і за відстанню S_2 повторно знаходимо положення пункту P_o .

4.4. Розшук центра пункту за двома пунктами P_1 і P_2 , які видно з землі

У цьому випадку задача може вирішуватись двома способами:

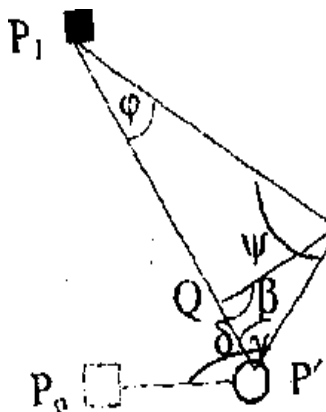


Рис. 136. Розшук пункту за двома пунктами, які видно з землі (1-й спосіб)

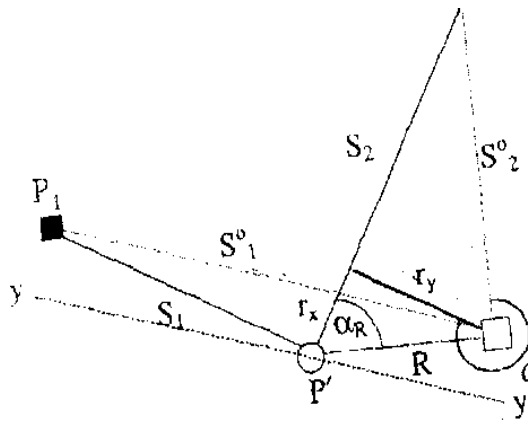
Перший спосіб (рис. 136). Поблизу втраченого пункту P_o , вибираємо точку P' і точку Q таким чином, щоб вона була точно у створі лінії $P'P_1$. Вимірюємо базис $d = P'Q$ і кути β і γ . Із розв'язання трикутників $P'QP_2$ і PP_1P_2 знаходимо

значення кутів φ і ψ та довжину сторони S_2 .

Використовуючи знайдені величини обчислюємо дирекційний кут напрямку P_2P' і координати точки P' . За координатами точки P' і пункту P_0 обчислюємо віддаль між ними та дирекційний кут напрямку $P'P_0$, а також кут δ , як різницю дирекційних кутів $\alpha_{P'P_0}$ і $\alpha_{P'P_0}$. Після цього на місцевості в точці P' за допомогою теодоліта будуємо кут δ і за довжиною лінії $P'P_0$ знаходимо положення центра пункту P_0 .

Другий спосіб (рис. 137). Цей спосіб застосовується при роботі із світловіддалеміром. В його основу покладено спосіб визначення положення точки методом прямокутних або поляних координат, за початок яких приймається умовна точка P' , розташована поблизу втраченого пункту P_0 .

За вісь абсцис приймається сторона $P'P_2$.



Світловіддалеміром на місцевості вимірюємо довжини сторін S_1 і S_2 , а за координатами пунктів P_0 , P_1 і P_2 , які виписуються із каталога, обчислюємо їх дійсні значення S_1^0 і S_2^0 .

Рис. 137. Розшук пункту за двома пунктами, які видно з землі (2-ий спосіб)

За різницями виміряних і дійсних значень названих ліній ($d_1 = S_1^0 - S_1$, $d_2 = S_2^0 - S_2$), обчислюємо прямокутні координати r_x і r_y за формулами

$$r_x = -d_2; r_y = \frac{d_2 \cos \alpha_1 - d_1}{\sin \alpha_1},$$

де α_1 – умовний дирекційний кут напрямку P_0P_1 , який відлічується за рухом годинникової стрілки від лінії P_0P_1 , що приймається за приблизну вісь абсцис (положення точки

P_o близьке до точки P' , тому з деяким наближенням можна прийняти лінію $P'P_2$ за умовну робочу вісь абсцис).

Далі, враховуючи незначні величини відрізків r_x і r_y , визначаємо по карті їх умовні дирекційні кути, після чого в точці P' за допомогою теодоліта і рулетки відкладаємо координати r_x і r_y в напрямках відповідних осей і знаходимо положення центра пункту P_o .

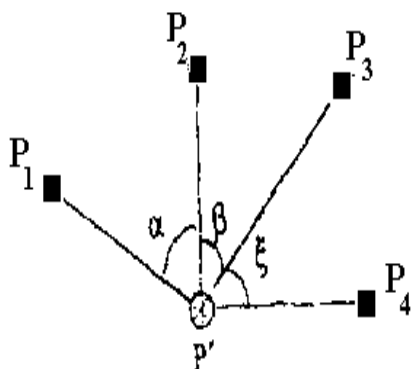
Положення центра пункту P_o можна також знайти за полярними координатами R і α_R , значення яких легко обчислити звичайним калькулятором за формулами

$$\alpha_R = \arctg \frac{r_y}{r_x}, \quad R = \sqrt{r_x^2 + r_y^2}.$$

При відсутності теодоліта кут α_R можна побудувати шляхом відкладання в напрямку відповідних осей величин r_x , r_y і R . Цей спосіб не вимагає допоміжних побудов і забезпечує високу точність.

4.5. Розшук центра геодезичного пункту за трьома пунктами, які видно з землі

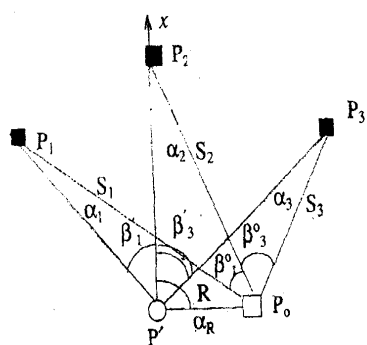
Перший спосіб (рис. 138). Якщо з місця втраченого геодезичного пункту P_o видно три геодезичних пункти P_1 , P_2 і P_3 , то поблизу місця втраченого пункту P_o вибирається допоміжна точка P' , на який вимірюються кути α і β . Координати точки P' обчислюються з оберненої засічки. За одержаними координатами точки P' і координатами одного з геодезичних пунктів (наприклад пункту P_1) і пункту P_o обчислюються дирекційні кути $\alpha_{P'P_1}$ і $\alpha_{P'P_o}$, а за їх різницею кут $P_1P'P_o$. Далі, із розв'язання оберненої задачі знаходимо відстань від точки P' до пункту P_o . Після цього в точці P' за допомогою теодоліта будуюмо кут $P_1P'P_o$ і, відклавши по напрямку $P'P_o$ його відстань, знаходимо положення центру пункту P_o , що розшукується.



Другий спосіб (рис. 139). У цьому способі розшук пункту здійснюється методом редукування з застосуванням оберненої засічки. Як і в першому способі, поблизу втраченого пункту P_o вибираємо допоміжну точку P' і оберненою засічкою визначаємо її координати.

138. Розшук центра пункту ординати.
за трьома пунктами (1-й спосіб)

Метод редукування ґрунтується на визначенні зміщення точки P' відносно пункту P_o за різницями горизонтальних кутів $\beta_1^o, \beta_3^o, \beta_1', \beta_3'$, які виміряні відповідно у точці P' під час розшуку і на і на пункті P_o в минулі роки (значення кутів β_1^o, β_3^o виписується із каталога).



Величини редуцій визначаються в системі прямокутних координат за початок якої приймається точка P' , а за вісь абсцис — сторона $P'P_2$.

Рис. 139. Розшук центра пункту за трьома пунктами (2-й спосіб)

нат за початок якої приймається точка P' , а за вісь абсцис — сторона $P'P_2$.

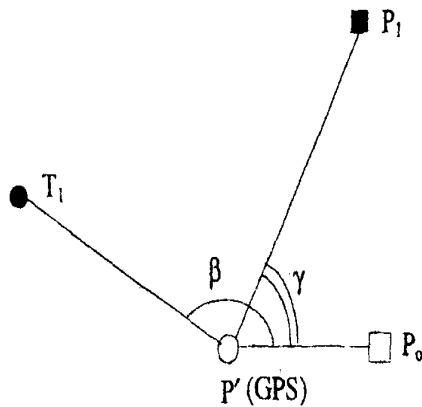
$$\Delta\beta_1 = \beta_1^o - \beta_1', \quad \Delta\beta_3 = \beta_3^o - \beta_3';$$

$$R_x = \frac{B_3\Delta\beta_1 - B_1\Delta\beta_3}{A_1B_3 - A_3B_1}, \quad R_y = \frac{A_3\Delta\beta_1 - A_1\Delta\beta_3}{A_1B_3 - A_3B_1};$$

$$A_1 = k_1(S_1 \sin \alpha_2 - S_2 \sin \alpha_1), \quad B_1 = k_1(S_1 \cos \alpha_2 - S_2 \cos \alpha_1),$$

$$A_3 = k_2(S_2 \sin \alpha_3 - S_1 \sin \alpha_2), \quad B_3 = k_2(S_2 \cos \alpha_3 - S_3 \cos \alpha_2),$$

$$k_1 = \frac{\rho}{S_1 S_2}, \quad k_2 = \frac{\rho}{S_2 S_3},$$



$$\alpha_R = \arctg \frac{R_y}{R_x},$$

Рис. 139, а. Розшук центра пункту від точки теодолітного ходу або від пункту GPS-спостережень

$$R = \frac{R_y}{\sin \alpha_R} = \frac{R_x}{\cos \alpha_R} = \sqrt{R_x^2 + R_y^2}$$

У цих формулах:

S_1, S_2, S_3 – довжини сторін між втраченим пунктом P_0 і суміжними пунктами мережі (P_1, P_2 і P_3);

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ – дирекційні кути цих сторін;

A_1, B_1, A_3, B_3 – коефіцієнти, які обчислюються завчасно за даними, що виписуються з каталога;

α_R – дирекційний кут зміщення точки P' ;

R, R_x, R_y – зміщення точки P' і його проекції на осі координат.

Положення центра пункту P_0 знаходимо за полярними координатами α_R і R , відкладаючи їхні значення від сторони $P'P_2$ в сторону втраченого пункту. Його положення можна також знайти відкладанням у напрямках відповідних осей відрізків R_x і R_y .

4.6. Розшук центра втраченого пункту від точки теодолітного ходу або від пункту GPS-спостережень

На місцевості поблизу втраченого пункту P_0 вибирається допоміжна точка P' , координати якої визначаються з теодолітного ходу або із GPS-спостережень. За одержаними координатами точки P' і координатами одного з сусідніх пунктів (наприклад пункту P_1 або точки теодолітного ходу T_1) і координатами пункту P_0 обчислюються дирекційні кути $\alpha_{P'P_1}$ і $\alpha_{P'P_0}$, а за їхніми різницями кут $\gamma = \angle P_1P'P_0$ та довжину відрізка $P'P_0$ (рис.139, а). Після цього у відрізка PP_0

уздовжточці P' за допомогою теодоліта будують кут $P_1P'R_0$ і, відкладаючи довжину відрізка $P'R_0$ уздовж його напрямку, знаходять положення центра пункту P_0 .

5. Геодезичні мережі спеціального призначення

До геодезичних мереж спеціального призначення належать:

- просторові геодезичні мережі на геодинамічних полігонах;
- спеціальні геодезичні мережі для інженерно-геодезичного забезпечення будівництва, гірничої справи та інші мережі, які будуються відповідно до вимог технічних проектів, що розробляються різними відомствами при виконанні спеціальних завдань.

Геодезичні мережі спеціального призначення будуються за відносними методами супутникової геодезії, а також за традиційними методами тріангуляції, трилатерації та полігонометрії.

У сейсмічних і техногенно активних районах країни на геодинамічних полігонах створюються просторові геодезичні мережі для вивчення сучасних рухів земної кори.

Кутові, лінійні, висотні, астрономо-гравіметричні вимірювання та супутникові спостереження у просторових геодезичних мережах виконуються з підвищеною точністю і зводяться до єдиної геодезичної системи для використання їх у процесі врівноваження ДГМ.

Створення геодинамічних полігонів, періодичність та точність геодезичних і гравіметричних вимірювань на них визначаються нормативно-технічними документами, які затверджуються Укргеодезкартографією.

6. Приведення виміряних горизонтальних напрямків до центрів пунктів

6.1. Види приведення

Вершинами горизонтальних кутів, які використовуються при обчисленні геодезичної мережі, повинні бути центри геодезичних пунктів. Тільки у цьому випадку координати, обчислені за результатами кутових вимірювань, будуть віднесені до центрів пунктів.

Для того щоби виміряти напрямки або кути, віднесені до центрів геодезичних пунктів, необхідно кутомірний прилад встановити точно над цими центрами. Крім того, необхідно, щоби осі візирних цілей геодезичних знаків збігалися з висковими лініями, що проходять через центри пунктів.

Практично не завжди можна встановити прилад точно над центром пункту. Наприклад, інструментальний столик геодезичного сигналу, на якому встановлюється теодоліт, як правило, відхиляється від вискової лінії, що проходить через центр пункту. Навіть при вимірюванні кутів зі штатива іноді доводиться встановлювати теодоліт поза центром пункту. Приклади позацентрованого положення теодоліта і візирної цілі показані на рис. 140.

Кути, виміряні при позацентрованому положенні приладу за напрямками на візирні цілі, будуть різнитися від кутів, виміряних із центра пункту. Так, на рис. 141, *a* кут $AB'D$, виміряний при позацентрованому положенні теодоліта, не дорівнює куту ABD . Для приведення його до центра пункту B необхідно ввести до виміряних напрямків $B'D$ і $B'A$ поправки $c_{B'D}$ і $c_{B'A}$.

Поправки напрямків, зумовлені позацентрованим положенням приладу, називають поправками за центрування.

Візирний пристрій геодезичного знака не збігається з висковою лінією, що проходить через центр пункту, вна-

слідок просідання самого знака й неточності його побудови. Звичайно, і в цьому випадку кут $E'FG'$ (рис. 141, б), виміряний при позацентрованому положенні візирних цілей на пунктах E і G , необхідно привести до кута EFG шляхом виправлення вимірних напрямків FG' і FE' поправками $r_{FG'}$ і $r_{FE'}$.

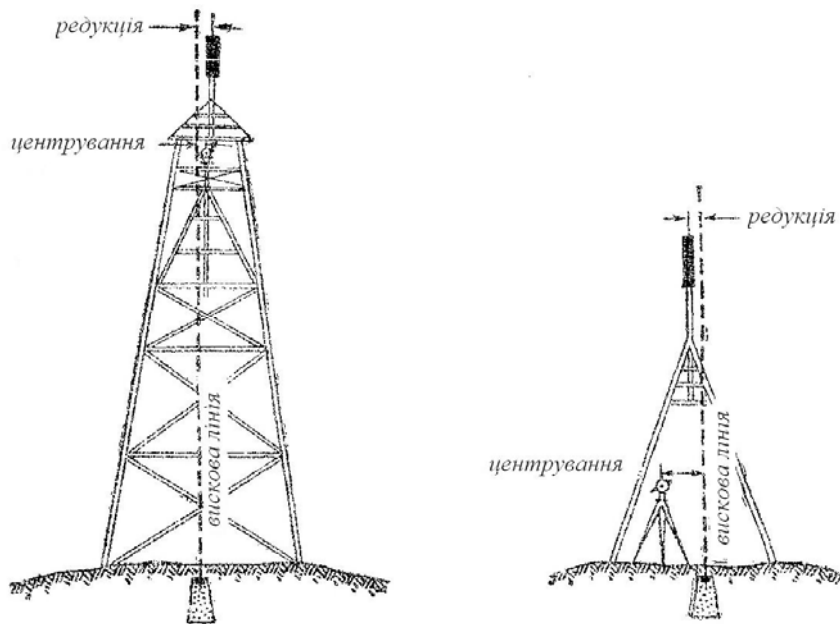


Рис. 140. Позацентроване положення теодоліта і візирної цілі

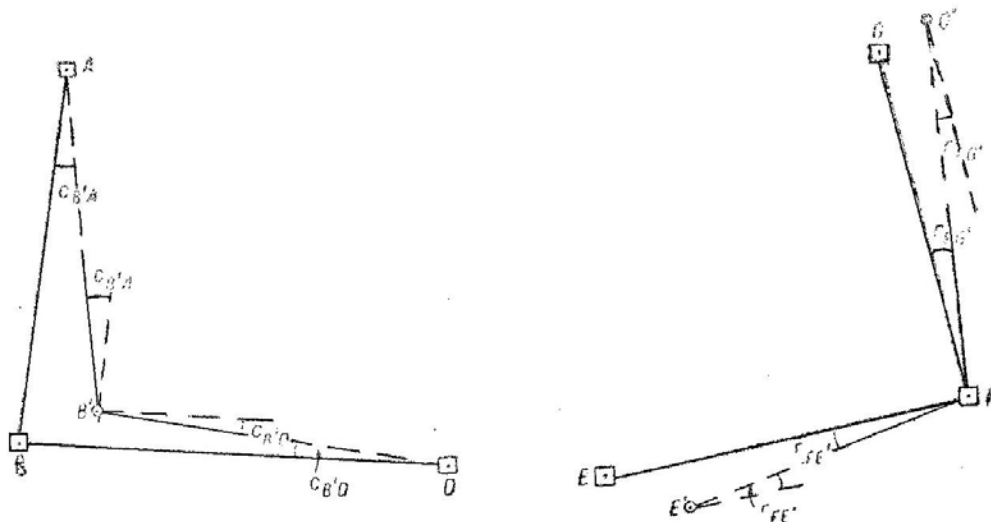


Рис. 141. Приведення вимірних напрямків до центрів пунктів

Поправки напрямків, зумовлені позацентрованим положенням візирної цілі геодезичного знака, мають назву поправок за редукцію.

Отже, розрізняють два види приведення горизонтальних напрямків до центрів пунктів: приведення за центрування кутомірного приладу і приведення за редукцію візирних цілей.

6.2. Формули для обчислення поправок за центрування і редукцію

6.2.1. Формула для обчислення поправок за центрування

Нехай точка I (рис. 142) є проекцією на горизонтальну площину вертикальної осі теодоліта, встановленого на відносно малій відстані від центра пункту C . Якщо напрямок IA вважати початковим, то напрямок IB , виміряний з точки I , буде висловлений кутом $AIB = M_{IB}$. Уявімо собі, що теодоліт із точки I переміщений у точку C , при цьому його орієнтування за азимутом не змінилося. Тоді початковий напрямок займе положення CA^1 , паралельне IA , а зорова труба буде спрямована по прямій CB^1 , паралельній IB . Щоби візирна вісь зорової труби збіглася з потрібним напрямком CB , її разом з алідадою горизонтального круга необхідно повернути на кут $B^1CB = c_{IB}$, який і дасть величину поправки за центрування в напрямок IB .

Цей кут, звичайно, дорівнює куту CBI , який може бути отриманий із трикутника BCI за трьома відомими його елементами:

- відстанню D_{CB} між пунктами B і C ;
- відстанню l між проекціями вертикальної осі приладу і центра пункту, яка називається лінійним елементом центрування;

або, незважаючи на поточні індекси,

$$c'' = \rho'' \frac{l}{D} \sin(M + \Theta),$$

де $\rho'' = 206265''$.

Величина поправки, обчислена за останньою формулою, може бути додатною або від'ємною, в залежності від знака синуса кута $(M + \Theta)$; при $(M + \Theta) < 180^\circ$ $c > 0$, а при $(M + \Theta) > 180^\circ$ $c < 0$.

Поправки, обчислені за елементами центрування даного пункту, вводяться в напрямки, виміряні з цього пункту на всі сусідні пункти, враховуючи і напрямок на початковий пункт.

Для початкового напрямку $M = 0$ формула буде мати вигляд

$$c'' = \frac{\rho'' l}{D} \sin \Theta.$$

6.2.2. Формула для обчислення поправок за редукцію

При спостереженнях із пункту B на пункт C (рис. 143) візування здійснюється на точку S . Якщо ця точка не знаходиться на висковій лінії, що проходить через центр пункту C , то виміряний напрямок BS необхідно привести до центру пункту C , тобто ввести в цей напрямок поправку за редукцію.

Якщо уявити собі, що в точці S встановлений теодоліт і початковий напрямок SA створює з напрямком на центр C кут Θ_1 , то кутом, що орієнтує напрямок BS відносно відрізка $SC = l_1$, буде кут $(M_{SB} + \Theta_1)$. Практично для визначення кута M_{SB} використовується напрямок, виміряний на пункті C при встановленні теодоліта не в точці S , а в точці I (рис. 4), тому що відстань між цими точками дуже мала у порівнянні з відстанню між пунктами B та C і приросток

кута ($M_{SB} + \Theta_1$) на декілька секунд не змінить поправки r_{BS} .

Відрізок l_1 від проекції візирної цілі до центра пункту має назву лінійного елемента редукції. Кут Θ_1 з вершиною в проекції візирної цілі S , виміряний за рухом годинникової стрілки від напрямку на центр пункту до початкового напрямку, називається кутовим елементом редукції.

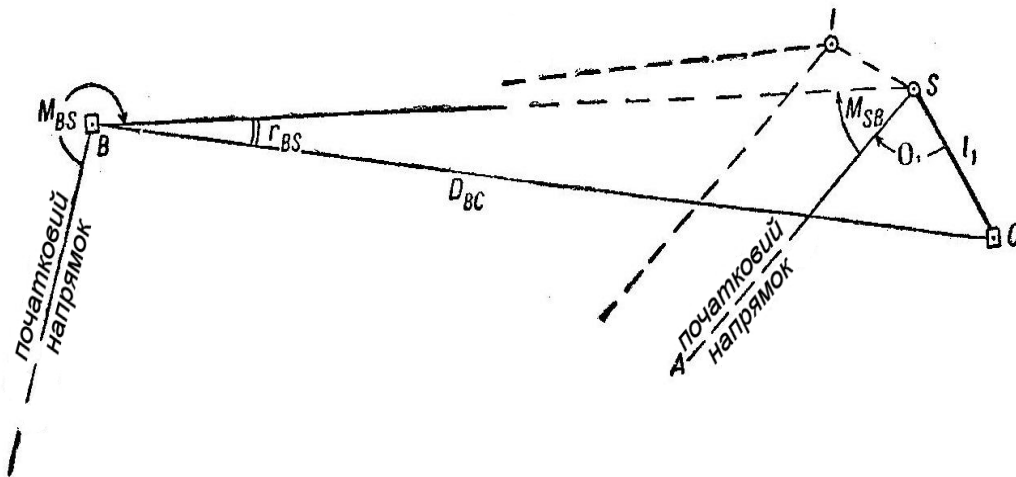


Рис. 143. До виведення формули для обчислення поправки за редукцію

Шукана поправка за редукцію в напрямку BS визначається із трикутника BSC за формулою

$$r_{BS}'' = \rho'' \frac{l_1}{D_{BC}} \sin(M + \Theta_1),$$

або

$$r'' = \rho'' \frac{l_1}{D} \sin(M + \Theta_1).$$

Отже, формула для обчислення поправок за редукцію має аналогічний вигляд, що і формула для обчислення поправок за центрування.

Відзначимо, що поправки за редукцію, обчислені за елементами l_1 , Θ_1 і M будь-якого пункту, вводять не в напрямки,

виміряні з цього пункту, як це робиться при введенні поправок за центрування, а в напрямки, виміряні з сусідніх пунктів на даний пункт.

6.3. Способи визначення елементів приведення

Для приведення виміряних напрямків до центрів пунктів необхідно знати величини елементів центрування і редуції.

Лінійні елементи центрування l і редуції l_1 показують, на якій відстані від проєкцій вертикальної осі теодоліта I та візирної цілі S знаходиться центр пункту C (рис. 144). Кутові елементи центрування і редуції Θ_1 є горизонтальними кутами, вершини яких знаходяться відповідно в точках I та S . Ці кути відраховуються за рухом годинникової стрілки від напрямку на центр пункту до напрямку, прийнятого за початковий.

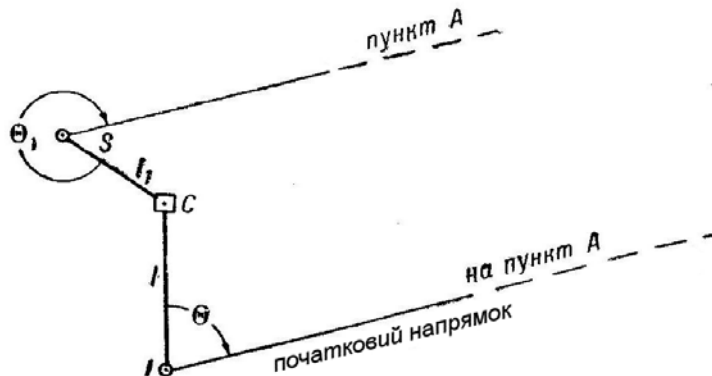


Рис. 144. Елементи центрування і редуції

Усі елементи приведення так само, як і напрямки на сусідні геодезичні пункти, вимірюються на місцевості. Для того, щоби визначити елементи приведення, потрібно або спроектувати вертикальну вісь теодоліта, точку візування і центр пункту на одну горизонтальну площину і потім безпосередньо виміряти потрібні елементи, або обчислити їх за результатами спеціальних спостережень, або ж, якщо

вони мають великі величини, виміряти їх шляхом проектування за допомогою виска. Тому розрізняють три способи визначення елементів приведення – графічний, аналітичний і безпосередній.

6.3.1. Графічний спосіб визначення елементів приведення

Графічний спосіб визначення елементів приведення найбільш розповсюджений. Він звичайно застосовується при невеликих величинах елементів приведення, що не перевищують 1 м.

Графічне визначення положення проекцій вертикальної осі теодоліта I , осі симетрії візирної цілі S і центра пункту C здійснюється на аркуші паперу, який називається центрувальним аркушем, проєктованими площинами, вискове положення яких надається колімаційною площиною труби теодоліта при спостереженні з різних точок стояння. Це проєктування виконується так.

Над центром пункту встановлюють спеціальний центрувальний столик або лист фанери, прикріплений до кілочків, які забиваються в землю (рис. 145). На горизонтальній площині столика кнопками прикріплюють центрувальний аркуш з урахуванням розміщення на ньому всіх проєктованих точок. Потім на відстані, що дорівнює 1,5 висоти знака, обирають на місцевості три точки так, щоби із центра пункту ці точки складали кут біля 120 або 60° . З обраних точок повинно бути видно проєктовані точки C , I і S .

Положення проекції вертикальної осі теодоліта при спостереженні з сигналу помічається на його столику цвяхом, а при позацентрованому спостереженні із землі – цвяхом, забитим у торець кілочка.

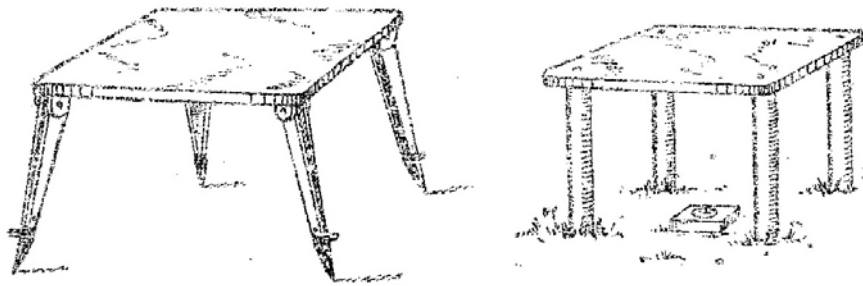


Рис. 145. Центрувальні столики

Теодоліт, яким виконувалися кутові вимірювання, або спеціальний центрувальний інструмент, перевірений на перпендикулярність його осей і відсутність колімаційної похибки, встановлюють на одній із трьох обраних точок і ретельно нівелюють. Далі спостерігач наводить трубу на вісь симетрії візирного циліндра (S). Зображення візирного циліндра при спостереженні з близької відстані не вміщується у бісектор сітки ниток труби, тому спочатку роблять два наведення на краї циліндра, здійснюючи одночасно відліки по горизонтальному колу, а потім навідним гвинтом встановлюють алідаду на середній відлік, що відповідає осі симетрії візирного циліндра. Після цього обережно нахиляють зорову трубу теодоліта по висоті до появи у полі зору центрувального столика. Помічник, що знаходиться біля столика, за вказівкою спостерігача олівцем відмічає на протилежних краях центрувального аркуша дві точки S_1 (рис. 146), що визначають напрямок сліду колімаційної площини. Аналогічно на аркуші визначаються напрямки I_1I_1 та C_1C_1 . Для виключення впливу неперпендикулярності осей теодоліта проектування виконують при обох положеннях вертикального круга, щоби кожній проектованій точці на краях центрувального аркуша відповідали дві пари точок. Пряма, що з'єднує точки за однойменними напрямками, приймається за слід колімаційної площини, яка проходить через проектовану точку.

Виконавши аналогічне проектування з двох обраних точок, проводять сліди проєктованих площин і у відповідних перетинаннях отримують проєкції точок C , I та S .

Унаслідок помилок проектування однойменні прямі не перетинаються в одній точці і створюють трикутник похибок. При якісній роботі сторони трикутників похибок звичайно не перевищують 10 мм. Остаточне положення проєкцій точок C , I та S помічають у центрі відповідних трикутників.

Центрувальний аркуш № 20

Пункт *Муравльове*, *сигн.*

Елементи центрування

Елементи редукції

$l = 0,245$ м

$l_1 = 0,412$ м

$\Theta = 67^\circ 30'$ на *сигн. Нове*

$\Theta_1 = 41^\circ 00'$ на *сигн. Нове*

Контрольний кут *Нове – Отрадне*

на кресленні $133^\circ 30'$

із спостережень $134^\circ 42'$

Напрямки на орієнтирні пункти

на кресленні із спостережень

На п. <i>Нове</i>	$0^\circ 00'$	$0^\circ 00'$
На п. <i>Отрадне</i>	133 30	134 42
На ОРП-1	69 30	69 59
На ОРП-2	175 30	174 30

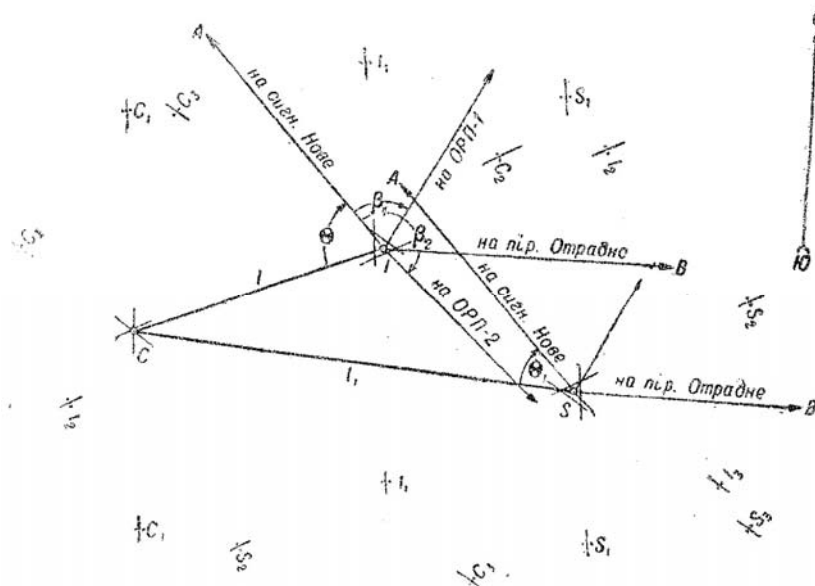


Рис. 146. Центрувальний аркуш

Отримавши на центрувальному аркуші положення шуканих точок, послідовно прикладають до точок I і S візирну лінійку і прокреслюють напрямки на два пункти мережі і на орієнтирні пункти. Бажано, щоби один із напрямків був на пункт, прийнятий за початковий при вимірюванні горизонтальних напрямків, що полегшує подальші обчислення. Прокреслені напрямки на орієнтирні пункти надалі використовуються для грубого контролю обчислених значень дирекційних кутів цих напрямків.

Визначення кутових елементів приведення Θ і Θ_1 вважається правильним, якщо значення контрольного кута (кута AIB), отримане із кутових вимірювань теодолітом, різниться від значення того ж кута, виміряного на центрувальному аркуші транспортиром, не більше як на 2° .

При графічному способі визначення елементів центрування і редукції має бути забезпечена повна нерухомість столика і прикріпленого до нього центрувального аркуша. Останній відкріплюється тільки після прокреслення напрямків на пункти і напрямку магнітного меридіана $Пн - Пд$, а також підписів назв пунктів.

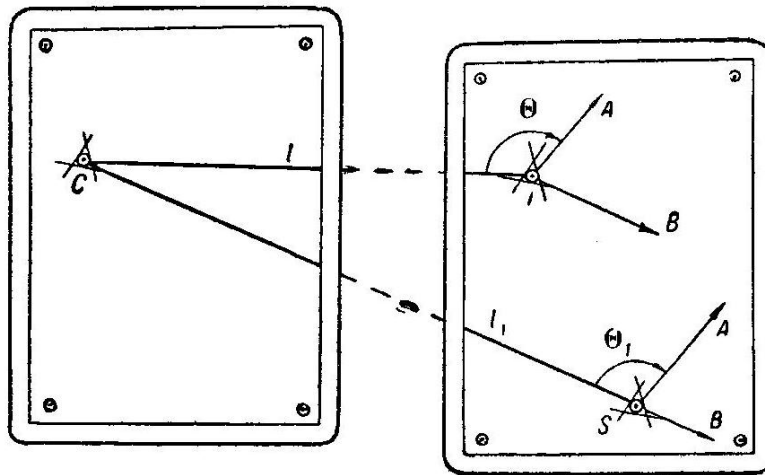


Рис. 147. Схема визначення елементів приведення на двох центрувальних аркушах

Якщо лінійні елементи l і l_1 не вміщуються на одному центрувальному аркуші внаслідок їх значної величини, то визначення елементів здійснюється на двох, а інколи і на трьох аркушах (рис. 147). Центрувальні столики у цьому випадку встановлюються на одній горизонтальній площині так, щоби на них забезпечувалось правильне розміщення слідів проєктованих площин.

У цьому випадку, визначивши положення точок C , I і S , не знімаючи аркуші, безпосередньо на столиках вимірюють сталевою рулеткою відстані від точки C до точок I і S . Кутіві елементи Θ і Θ_1 можуть бути виміряні на аркуші транспортиром або теодолітом, яким вимірювалися кути на даному пункті.

При оформленні центрувальних аркушів результати вимірювання записують тушшю. Всі основні лінії і сліди проєктованих площин залишають олівцевими.

6.3.2. Аналітичний спосіб визначення елементів приведення

Аналітичне визначення елементів приведення використовується, якщо неможливо або утруднено застосування графічного способу. Така необхідність виникає, як правило, при використанні місцевих предметів (башт, труб, антен, церков, веж та ін.) як пунктів геодезичної мережі.

Якщо координати пункту віднесені до об'єкта візування, що знаходиться на місцевому предметі, наприклад до шпилью башти, громовідводу труби, шару під хрестом церкви та ін., то задача звичайно зводиться до визначення тільки елементів центрування.

Для аналітичного визначення елементів приведення поблизу пункту на відстані, що дорівнює 1,5 висоти знака, обирають базис b (рис. 148). Довжина його встановлюється такою, щоби кути, під якими видно базис із точок C та I ,

$$y_i = x_i \operatorname{tg} \alpha_i$$

та

$$y_i = (b - x_i) \operatorname{tg} \beta_i.$$

Розв'язуючи ці рівняння відносно x_i , отримаємо

$$x_i = b \frac{\operatorname{tg} \beta_i}{\operatorname{tg} \alpha_i + \operatorname{tg} \beta_i}.$$

Вищезазначенні формули дозволяють обчислити умовні координати точки I .

Аналогічно виводяться формули для обчислення координат точки C . Вони будуть мати вигляд

$$x_c = b \frac{\operatorname{tg} \beta_c}{\operatorname{tg} \alpha_c + \operatorname{tg} \beta_c};$$

$$y_c = x_c \operatorname{tg} \alpha_c.$$

Використовуючи різниці отриманих абсцис $x_c - x_i$ і ординат $y_c - y_i$ як величини катетів прямокутного трикутника CDI , можна визначити потрібні елементи приведення.

Лінійний елемент центрування l , який є гіпотенузою цього трикутника, обчислюється за формулою

$$l = \sqrt{(x_c - x_i)^2 + (y_c - y_i)^2}.$$

Кутовий елемент центрування Θ визначається за допомогою допоміжного кута ε , величина якого встановлюється із трикутника CDI із рівняння

$$\operatorname{ctg} \varepsilon = \frac{x_c - x_i}{y_c - y_i}.$$

Із рисунка видно, що кут $BID = \beta_i$, тому

$$\Theta = 360^\circ - \gamma + \varepsilon + \beta_i.$$

За аналогічними формулами можна обчислити й елементи редуції, якщо в цьому є необхідність.

Для контролю й підвищення точності результатів елементи приведення визначаються з двох базисів.

6.3.3. Безпосередній спосіб визначення елементів приведення

Коли величини елементів приведення мають велике значення (не вміщуються на одному центрувальному аркуші), можна застосовувати безпосередній спосіб визначення елементів приведення. Сутність цього способу полягає в тому, що величину лінійного елемента центрування або редукції вимірюють рулеткою як горизонтальну відстань між ниткою виска, встановленого над центром спостережувального столика сигналу (візирного циліндра) і центром пункту. Кутовий елемент Θ вимірюють безпосередньо теодолітом шляхом візування на центр пункту і на пункт, обраний як початковий напрямок, а для контролю — на суміжний із ним пункт.

6.4. Визначення висот геодезичних знаків

Вертикальні кути в триангуляції і полігонометрії вимірюються приладом, встановленим на штативі або столику геодезичного сигналу. Візування при цьому здійснюється на верхні зрізи візирних циліндрів або на спеціально встановлені марки. Отже, для обчислення перевищень необхідно знати висоту горизонтальної осі труби теодоліта і висоту візирної цілі над центром пункту.

Шукана висота інструмента й висота візирної цілі на знаках менше 20 м звичайно вимірюються безпосередньо рулеткою двічі. При висоті більше 20 м одне вимірювання здійснюється аналітичним способом, а друге (контрольне) — за допомогою шнура.

Для визначення висоти знака аналітичним способом на відстані, що дорівнює 1,5 висоти сигналу, встановлюють теодоліт і вимірюють вертикальні кути: α_s — на верх візирного циліндра; α_i — на столик сигналу і α_c — на верх тички або центрувального столика, встановлених над центром пункту (рис. 149).

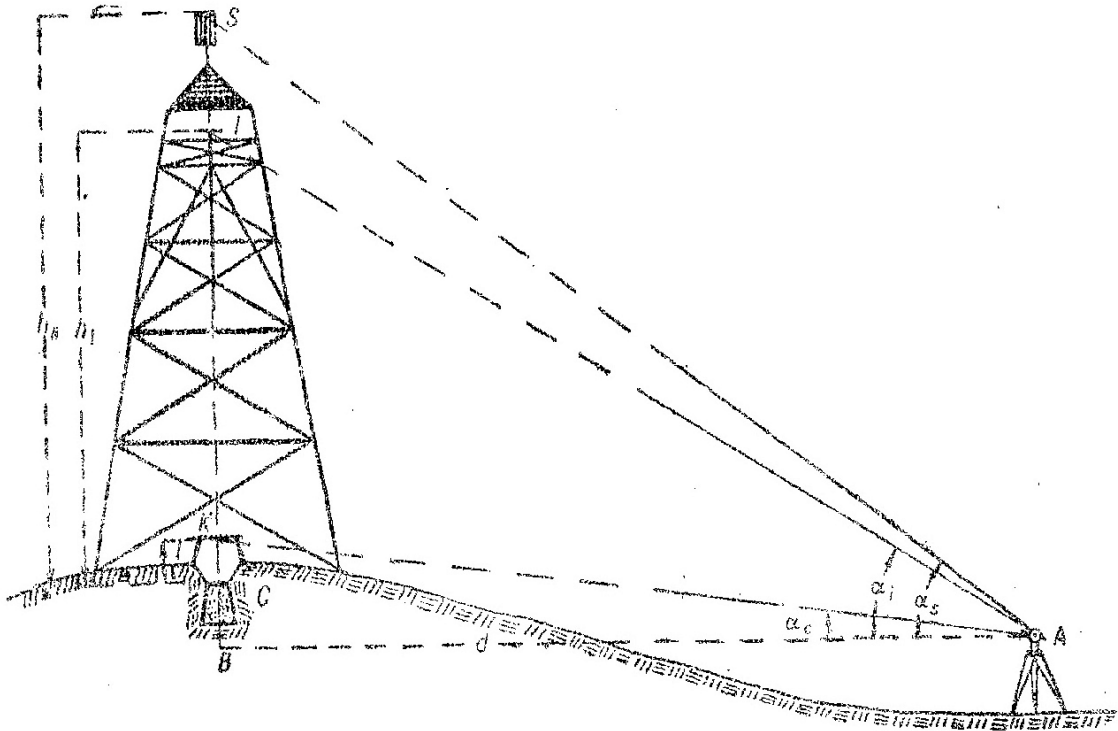


Рис. 149. Визначення висоти знака аналітичним способом

Якщо вісь візирного циліндра S і центр столика I розташовуються на висковій лінії, що проходить через центр пункту C із точністю 2 см, то відстань d вимірюється від точки стояння теодоліта до центра пункту. Вимірювання виконуються стрічкою або рулеткою. Отримана відстань приводиться до горизонту.

Із рисунка видно, що висоту h_s верхнього зрізу візирного циліндра S і висоту h_i інструмента I відносно центра пункту C можна визначити з виразу

$$h_s = BS - BK + l;$$

$$h_i = BI - BK + l,$$

де l – висота тички або центрувального столика над маркою верхнього центру.

Оскільки

$$BS = d \operatorname{tg} \alpha_s;$$

$$BI = dtg\alpha_i;$$

$$BK = dtg\alpha_c,$$

то

$$h_s = dtg\alpha_s + l - dtg\alpha_c;$$

$$h_i = dtg\alpha_i + l - dtg\alpha_c.$$

Якщо величини лінійних елементів центрування і редуції більше 2 см, то, крім відстані від центра пункту (d_c), необхідно визначити відстані до проекцій осі візирного циліндра (d_s) і центра столика (d_i). Ці відстані отримують шляхом введення у d_c поправок Δ_s і Δ_i , які визначаються за допомогою центрального аркуша.

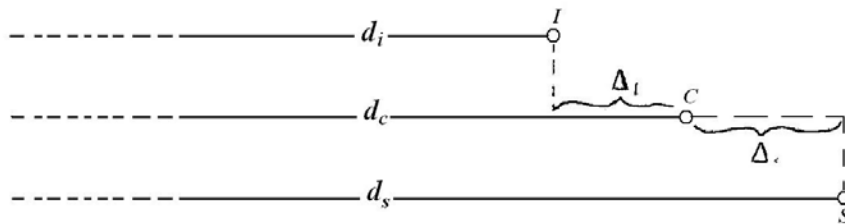


Рис. 150. Визначення відстаней d_s і d_i

Для прикладу, наведеного на рис. 150, $d_s = d_c + \Delta_s$;
 $d_i = d_c - \Delta_i$.

У цьому випадку формули визначення висот будуть мати вигляд

$$h_s = d_s tg\alpha_s + l - d_c tg\alpha_c;$$

$$h_i = d_i tg\alpha_i + l - d_c tg\alpha_c.$$

7. Складання технічного проекту і рекогностування пунктів тріангуляції

Для забезпечення високої точності тріангуляції необхідною умовою є високоякісне виконання польових робіт (вимірювання горизонтальних і вертикальних кутів, бази-

сів, астрономічні визначення та ін.). Водночас точність визначення сторін трикутників, азимутів і координат пунктів значною мірою залежить від форми і кількості трикутників у мережі, а також від розміщення пунктів тріангуляції по відношенню до вихідних даних. Тому робота по створенню тріангуляції починається зі складання технічного проекту.

Основною задачею технічного проектування і польового рекогностування пунктів тріангуляції є вибір такого їх положення, при якому найкращій формі трикутників відповідали б мінімальні висоти геодезичних знаків. При цьому розташування пунктів на місцевості повинно забезпечувати зручну прив'язку до сторін тріангуляції при подальшому її використанні.

Детальне і всебічне вивчення району майбутніх робіт для позитивного вирішення зазначених питань дозволяє технічно й економічно грамотно спроектувати тріангуляцію.

Опрацювання технічного проекту розвитку тріангуляції включає:

- підготовчі роботи;
- складання попереднього проекту;
- польове рекогностування;
- складання остаточного проекту.

7.1. Підготовчі роботи

Підготовчі роботи передують складанню попереднього проекту. Вони виконуються з метою найліпшого вивчення району майбутніх робіт у фізико-географічному й економічному відношеннях, а також для отримання більш точних даних про всі виконані раніше геодезичні й топографічні роботи, їх якість і ступінь збереженості геодезичних пунктів.

Таке вивчення перш за все здійснюється за топографічними картами, аерофотознімками, різного роду описами,

схемами, каталогами геодезичних пунктів та іншими матеріалами.

Після попереднього вивчення літературних джерел і відомостей про раніше виконані в даному районі геодезичні й топографічні роботи доцільно обстежити місцевість, що особливо важливо в незаселених і малодосліджених районах. Ця відповідальна робота доручається досвідченому геодезисту.

Щоби отримати правильне уявлення про рельєф, гідрографію та інші питання, з'ясування яких необхідне для обґрунтованого складання проекту геодезичної мережі, обстежувач об'їжджає район, знайомиться з місцевістю, відвідує місцеві адміністративні, дорожні, лісові й інші організації, метеорологічні станції, одночасно оглядаючи наявні геодезичні пункти для встановлення ступеня їх збереженості.

При обстеженні важкопрохідної місцевості можна використовувати вертольоти.

В результаті обстеження району майбутніх робіт складається пояснювальна записка, в якій подаються необхідні відомості відносно адміністративного поділу району робіт, рельєфу місцевості, гідрографії, ґрунтів, рослинності, дорожньої мережі, населених пунктів, умов водозабезпечення, клімату, наявності будівельних матеріалів, стану центрів і реперів попередніх тріангуляцій і нівелювань. У пояснювальній записці надаються також рекомендації по організації робіт у даному районі (місця розміщення баз підрозділів, можливість найму транспорту, плавальних засобів та ін.).

При виконанні завдань у короткі строки або коли район робіт відомий по роботах на суміжних аналогічних ділянках, немає необхідності робити обстеження за повною програмою. Але обстеження пунктів тріангуляції попередніх

років для з'ясування ступеня збереженості на них знаків – обов'язкове.

7.2. Складання попереднього проекту. Розрахунок висот знаків

Попередній проект – це основа для рекогностування, а в подальшому і для складання остаточного проекту. Крім того, він дає можливість отримати найбільш близьке до дійсності уявлення про майбутній об'єм робіт як у цілому, так і на окремих ділянках району для правильного розподілення завдання між виконавцями.

Проект геодезичної мережі складається здебільшого на карті масштабу 1 : 100 000. Приступаючи до його складання, на карту наносять вихідні пункти і сторони, а різними кольорами виділяють командні висоти, річки і ліси, якщо в цьому є необхідність.

Проектування починають із вихідних пунктів, поступово розповсюджуючи мережу на всю задану площу. Шукані пункти розташовують здебільшого на командних висотах з якомога більшим оглядом. Це забезпечує мінімальну висоту знаків і створює зручності використання пунктів при подальшому згущенні мережі.

Місця, що обираються для спорудження геодезичних пунктів, повинні відповідати умовам їх довгострокового збереження.

Форма трикутників і довжини їх сторін повинні відповідати вимогам діючих інструкцій, а мережа у цілому повинна володіти надійною жорсткістю, що забезпечує надійний зв'язок шуканих пунктів з оточуючими геодезичними пунктами аналогічного або вищого класу.

Назва новому геодезичному пункту надається по найменуванню найближчого населеного пункту, урочища, річки та ін.

При складанні попереднього проекту по карті особлива увага повинна звертатися на наявність видимості між запроектованими пунктами, тому що для подолання перешкод, які знаходяться у створі пунктів, може виникнути потреба спорудження знаків значної висоти. При великих відстанях між пунктами необхідність спорудження високих знаків виникає навіть на цілковито відкритій рівнинній місцевості, тому що необхідно подолати кривизну землі, вплив якої дещо послабляється дією вертикальної рефракції.

Так, наприклад, щоби побачити точку O , віддалену від спостерігача A на відстань 20 км (рис. 151), необхідно піднятися на висоту $v = 27$ м.

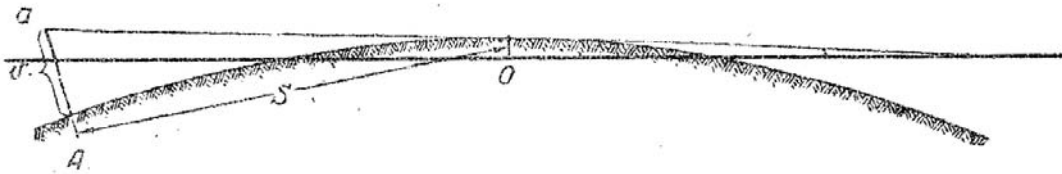


Рис. 151. Визначення висоти геодезичного знака на відкритій рівнинній місцевості

Висоту знака можна обчислити за формулою

$$h_2 = v_2 - \Delta H_2 + \frac{S_2}{S_1}(v_1 - \Delta H_1 - h_1).$$

де $\Delta H_1 = H_a - H_c$ та $\Delta H_2 = H_b - H_c$ — перевищення основ сигналів над перешкодою;

h_1, h_2 — висоти геодезичних знаків;

S_1 — відстань від основи першого сигналу до перешкоди;

S_2 — відстань від основи другого сигналу до перешкоди;

v_1, v_2 — сумарні поправки на кривизну Землі і рефракцію, обчислюються за формулами

$$v_1 = \frac{1-k}{2R} S_1^2, \quad v_2 = \frac{1-k}{2R} S_2^2,$$

де k – коефіцієнт земного заломлення, який при розрахунках можна прийняти 0.13;

R – середній радіус земного сфероїда, приймається 6380 км.

Якщо відстань S виразити в кілометрах, то величини v можна обчислити за формулою

$$v = 0,0682S^2 \text{ км}$$

або взяти зі спеціальних таблиць.

Необхідно пам'ятати, що візирний промінь повинен проходити на відстані не ближче ніж 4-6 м від перешкоди в тріангуляції 1-го класу і 2 м – в тріангуляції 2-3-го класів. Тому при розрахунках висот знаків, визначаючи ΔH_1 і ΔH_2 , необхідно абсолютну висоту точки над перешкодою H_c збільшити відповідно на 2-6 м.

При відсутності знаків на пунктах A і B задаються висотою одного з них, висоту ж іншого обчислюють за вищезначеною формулою. Потім ці висоти варіюють, виходячи із суто практичних міркувань (щоби витрати на спорудження знаків були мінімальними). Якщо S_1 не дорівнює S_2 , доцільно скористатися мінімальною висотою віддаленої від перешкоди точки, обумовленої іншими напрямками. На практиці користуються правилом, згідно з яким висоти знаків мають бути обернено пропорційні відстаням до перешкод, тобто щоби

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{S_2}{S_1}.$$

У цьому випадку сума висот знаків буде близькою до найменшої.

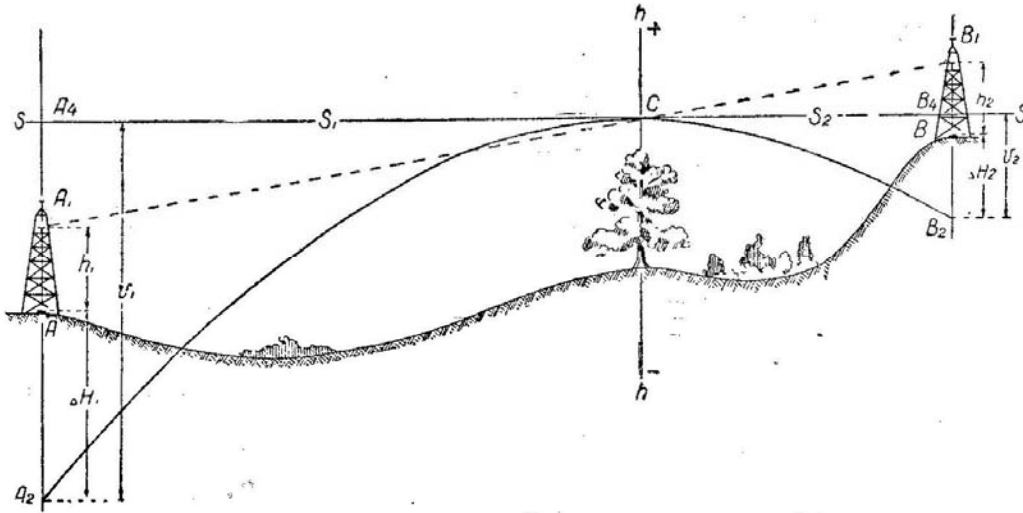


Рис. 152. Графічне визначення висот геодезичних пунктів

Висоти знаків h_1 і h_2 частіше визначають графічно. Для цього на міліметровому папері проводять дві взаємно перпендикулярні прямі SS і hh (рис. 152). На перетині цих прямих позначають точку C , через яку повинен пройти візирний промінь над перешкодою. У масштабі 1-2 км в 1 см від точки C по осі SS у різні боки відкладають відстані S_1 і S_2 до проєктованих пунктів A і B . Отримавши в такий спосіб точки A_4 і B_4 , від них по перпендикулярах до осі SS вниз в масштабі 5-10 м в 1 см відкладають величини v_1 і v_2 . Через отримані точки A_2 і B_2 , а також точку C проводять плавну криву. Приймавши A_2CB_2 за зображення рівневої кривої, від точок A_2 і B_2 у прийнятому масштабі відкладають перевищення $\Delta H_1 = H_a - H_c$ і $\Delta H_2 = H_b - H_c$ вверху при додатному значенні і вниз – при від'ємному. Отримані точки вважають зображенням точок A і B земної поверхні.

При заданій висоті одного зі знаків, наприклад h_1 , цю висоту відкладають уверх від відповідної знаку точки (A). Через отриману точку (A_1) і точку над перешкодою (C)

проводять пряму, яка відсіче на перпендикулярі, побудованому в точці основи другого знака (B), відрізок (BB_1), що дорівнює висоті знака (h_2).

Якщо висоти обох знаків невідомі, то через точку C проводять пряму A_1CB_1 так, щоби вона відсікла на перпендикулярах, побудованих у місцях спорудження знаків (у точках A і B), відрізки (AA_1 і BB_1). Довжини цих відрізків, від точок A і B , дорівнюють висотам знаків у масштабі креслення.

Для розрахунку висот знаків можуть бути використані спеціальні палетки, принцип роботи з якими суттєво не відрізняється від описаного графічного розв'язання цієї задачі на міліметровому папері.

Розробивши попередній проект, здійснюють технічний розрахунок об'єму майбутніх робіт. Потім розробляють планову таблицю, в якій вказуються види робіт, черговість їх виконання, строки і виконавці.

7.3. Польове рекогностування пунктів тріангуляції

Попередній проект, складений навіть по високоякісних великомасштабних картах, потребує польової перевірки (рекогностування), тому що жодна карта, якою б точною вона не була, не може відобразити всі особливості місцевості, що впливають на взаємну видимість між пунктами.

Основна задача рекогностування пунктів тріангуляції полягає в тому, щоби, враховуючи конкретні умови місцевості, остаточно встановити найбільш доцільну в технічному й економічному відношеннях форму фігур, що складають мережу, обрати місця побудови знаків і уточнити їх висоти. Якщо детального обстеження місцевості раніше не робилось, то одночасно з розв'язанням цієї задачі рекогностувальник збирає відомості, необхідні для організації побудови знаків і спостережень (про місця заготівлі лісу й

умови його вивезення, стан дорожньої мережі, зручні місця розташування баз та ін.).

Для виконання рекогностування необхідно мати:

- карту з нанесеним на неї проектом тріангуляції;
- відомості про тип центрів, час спорудження і висоти знаків на вихідних пунктах;
- спеціальні інструменти (теодоліт, бусоль, бінокль, рулетку тощо);
- невеликий комплект будівельних інструментів (сокиру, ножівку, блоки, лопату, господарську мотузку, залізні кігті, запобіжний пояс тощо).

Остаточна висота знака повинна бути встановлена після огляду місцевості із самого пункту або точки, що знаходиться поблизу нього, з висоти, яка дорівнює висоті проєктованого знака.

Роботу по рекогностуванню доцільно починати з вихідних пунктів. При цьому карту з нанесеним на неї проектом орієнтують по суміжних сигналах або за допомогою бусолі. Потім, візуючи вздовж запроектованих напрямків на нові пункти, відшукують місця їх розташування на місцевості. На запроектовані пункти, а також на характерні точки місцеві предмети, видимі вершини і височини за допомогою бусолі визначають магнітні азимути. Результати огляду заносять у рекогностувальний журнал. У журналі також зарисовується панорама навколо даного пункту.

Якщо рекогностування пунктів і спорудження знаків на них здійснюється одним виконавцем і в один сезон, то журнал рекогностування, як правило, не ведеться.

При рекогностуванні нових пунктів, користуючись зворотними азимутами, визначають напрямки на попередні (відрекогностовані) пункти, перевіряють наявність видимості. Потім розглядають віддалений горизонт у бік розвитку мережі і помічають місця розташування інших пунктів аналогічно тому, як це було зроблено на вихідному пункті.

Щоби полегшити знаходження місця спорудження і розгляду відрекогностованого пункту з інших рекогностованих пунктів, обрана точка закріплюється на місцевості шляхом встановлення тички, навколо якої насипається курган. У лісовій місцевості тичка кріпиться до дерева.

В залежності від фізико-географічних особливостей району робіт використовують різні методи рекогностування. В заселених рівнинних районах для підйому спостерігача над поверхнею землі використовують автомобілі з розсувними вишками і розбірні щогли. В гірських районах використовуються командні висоти, в лісних районах – високі дерева й тички на них. В особливо важкодоступних місцях інколи доводиться прокладати висотні ходи для побудови профілів місцевості.

7.4. Складання остаточного проекту

По закінченні рекогностування геодезичної мережі на карті складається остаточний проект, в якому показують місце розташування пунктів, проектні висоти геодезичних знаків і всі напрямки, за якими повинні здійснюватися вимірювання кутів і сторін, а також нівелірні знаки і проєктовані лінії нівелювання.

До проекту додається його обґрунтування.

Якщо рекогностування пунктів і спорудження знаків здійснюється одночасно, то остаточним проектом служить попередній проект із внесеними до нього в результаті польового рекогностування змінами.

8. Обстеження пунктів геодезичної мережі

Для забезпечення кращої збереженості пунктів державної геодезичної мережі, швидкого відшукування їх на місцевості і зручності користування ними здійснюється періодичний огляд збереженості пунктів тріангуляції, полігонометрії та нівелювання, а також поновлення зовнішнього

оформлення місць розташування центрів і реперів. Такий вид робіт називається обстеженням пунктів геодезичної мережі.

Відповідно до нормативних документів, обстеження пунктів повинно здійснюватися в заселених районах через кожних 10 років, у малозаселених – через кожних 15-20 років.

Обстеження пунктів геодезичних мереж може виконуватися самостійно або одночасно з виконанням інших видів геодезичних робіт.

При підготовці до польового обстеження пункти, призначені до обстеження, наносять на карту найбільш крупного масштабу і підбирають наявні на них кроки.

Польові роботи по обстеженню полягають у відшукуванні пункту на місцевості, огляді зовнішнього знака, центра й орієнтирних пунктів та у виправленні або поновленні зовнішнього оформлення місця розташування знака.

Геодезичні пункти можуть бути розшукані на місцевості переважно за зовнішніми ознаками: зовнішнім знаком, наявністю ям від його основних стовпів, канав або кургану над центром. Якщо на місцевості таких ознак не виявлено, то звертаються по допомогу до місцевих мешканців для виявлення місця розташування пункту. Більш точне положення центра в цьому випадку визначають, використовуючи дані, наведені в кроках, після чого відшукують центр за допомогою щупа (загостреного сталевого прута).

Якщо зазначеним прийомом центр не буде розшуканий, то застосовують аналітичні способи його відшукування. Практичне розв'язання цієї задачі зводиться до перенесення на місцевість координат шуканого центра від найближчих пунктів, що збереглися (в тому числі від орієнтирних пунктів). Способи розшукування геодезичних пунктів ми розглядали раніше.

Встановивши положення центра одним із способів, обережно розкривають верхній центр. Якщо верхня грань центра справна, то вважають, що пункт зберігся. Розкриття нижнього центра здійснюється при відсутності або сильному пошкодженні верхнього центра. У цьому випадку над виявленим нижнім центром закладається новий верхній центр.

На всіх пунктах ДГМ 2-4-го класів додатково встановлюється розпізнавальний моноліт.

Замість втрачених зовнішніх знаків на обстежуваних пунктах будуються розпізнавальні піраміди висотою до 4 м.

Виправлення зовнішнього оформлення місць розташування центрів полягає у відновленні канав навколо знаків і курганів, насипаних над центрами, до їх нормального стану.

Щоби в подальшому обстежуваний геодезичний пункт можна було використовувати для орієнтування спеціальних геодезичних мереж, на відстані 500-1000 м від пункту встановлюють два орієнтирних пункти (якщо вони втрачені). В залежності від конкретних умов напрямок на кожний орієнтирний пункт визначають незалежно методом тріангуляції, прокладанням кутових ходів або з астрономічних спостережень. Контролем правильності передачі дирекційних кутів на орієнтирні пункти може слугувати горизонтальний кут, виміряний між цими напрямками.

Результати обстеження заносять у журнал або картку обстеження геодезичного пункту, де вказуються:

- стан зовнішнього знака та придатність для спостережень;
- стан центра пункту;
- стан орієнтирних пунктів;

— виконані на пункті роботи (побудова розпізнавального знака, окопка, перезакладання центра, робота по встановленню орієнтирних пунктів та ін.).

9. Види полігонометричних ходів

Залежно від призначення геодезичної мережі, заданої точності і щільності шуканих і вихідних пунктів полігонометричні ходи прокладаються або у вигляді окремих ходів між двома вихідними пунктами A і C (рис. 153), або у вигляді системи ходів, що перетинаються і спираються на кілька вихідних пунктів, наприклад A , B і C (рис. 154). Окремі ходи, що спираються на два вихідних пункти, часто називають розімкнутими.

Загальна точка D , в якій перетинаються або сходяться ходи, називається вузловим пунктом.

Інколи доводиться прокладати полігонометричні ходи, які створюють і більш складні системи, з кількома вузловими пунктами (рис. 155).

Полігонометричні ходи, які прокладаються для визначення координат точок польової підготовки аерофотознімків, часто мають форму замкнутої ламаної лінії, що спирається на один вихідний пункт (рис. 156). Такий хід прийнято називати полігоном або замкнутим ходом.

Для цього допускається прокладання невеликих вільних ходів, тобто ходів, що спираються на один вихідний пункт (рис. 157).

Поряд з прокладанням полігонометричних ходів можна визначати координати бокових пунктів (рис. 153). У цьому випадку геодезичною основою забезпечується не тільки траса ходу, але й значна смуга прилеглої до неї місцевості.

Як бокові пункти, крім спеціально встановлених пірамід і тичок, доцільно використовувати добре видимі з оточуючої території місцеві предмети (башти, труби, шпилі на будівлях і т. ін.).

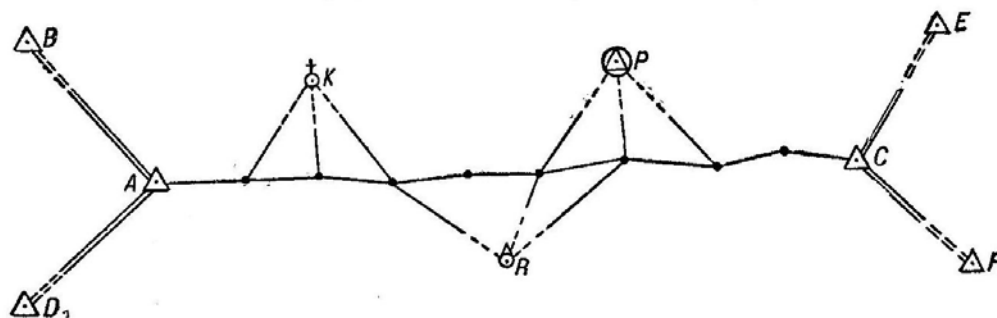


Рис. 153. Полігонометричний хід між вихідними пунктами

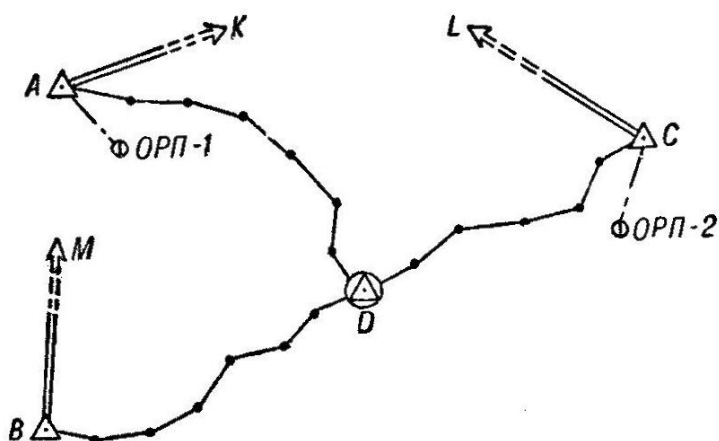


Рис. 154. Система ходів з одним вузловим пунктом

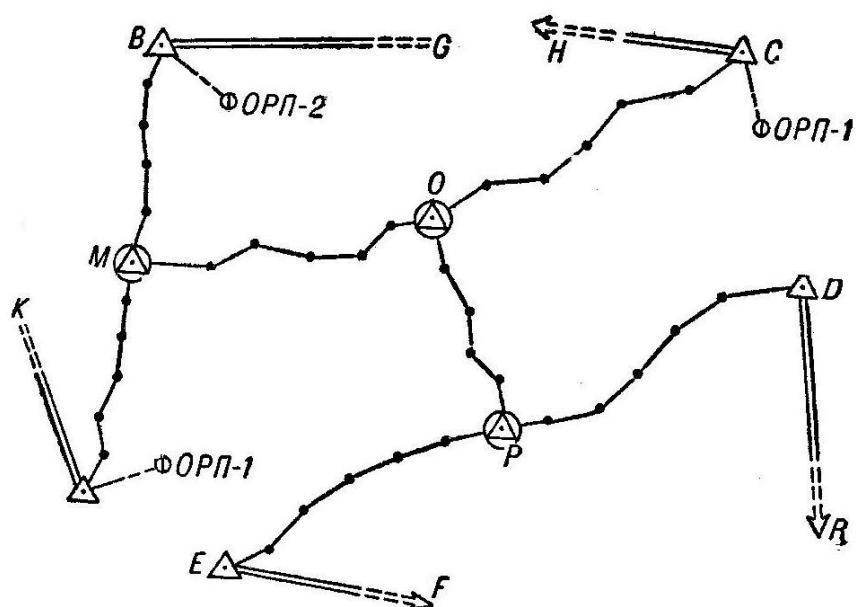


Рис. 155. Система ходів із трьома вузловими пунктами

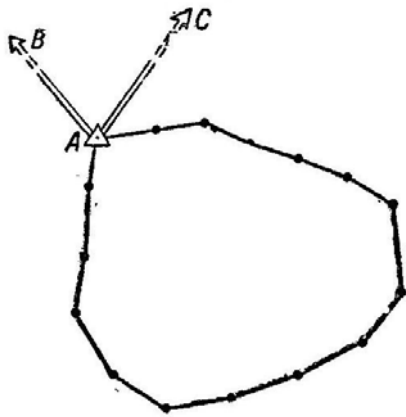


Рис. 156. Полігон

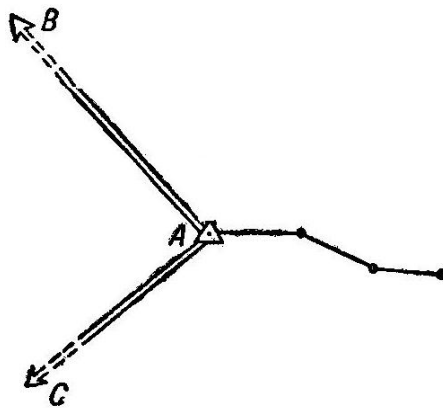


Рис. 157. Вільний хід

За способом вимірювання довжин ліній розрізняють полігонометрію: з безпосереднім вимірюванням довжин сторін ходу стрічками, віддалемірні і паралактичну (базисну).

Найбільше розповсюдження сьогодні отримала світло-віддалемірна, електронна, лазерна полігонометрія.

Паралактичною називають полігонометрію, що ґрунтується на опосередкованому визначенні довжин сторін ходу за коротким базисом d і гострим паралактичним кутом α (рис. 158).

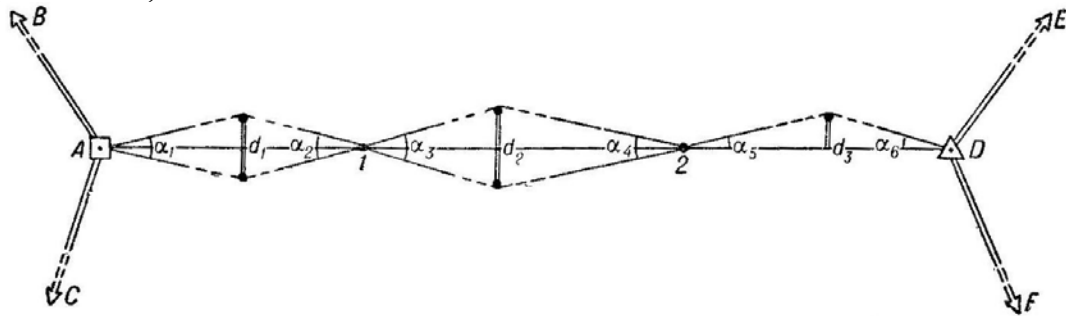


Рис. 158. Паралактична полігонометрія

Інколи полігонометричні ходи прокладають для визначення тільки дирекційних кутів заданих напрямків. У таких ходах, які називаються кутовими, довжини сторін не вимірюються.

Полігонометричні ходи, в яких кути вимірюються теодолітами малої точності, а довжини ліній – стрічками або оптичними віддалемірами такої ж точності, прийнято називати теодолітними ходами.

10. Проектування полігонометричних ходів

Прокладання полігонометричних ходів включає: складання проекту, рекогностування, позначення пунктів зовнішніми знаками і закріплення їх центрами, вимірювання довжин ліній і кутів повороту і, нарешті, обчислення ходів.

Кожен із цих видів робіт має свої особливості, які визначаються із точністю побудови геодезичної мережі та способом вимірювання довжин ліній.

Розвиток геодезичних мереж будь-якими методами може бути виконано тільки при наявності добре продуманого проекту, в якому враховані всі технічні вимоги, що ставляться до даної мережі, й умови, в яких буде виконуватися робота по її побудові.

Задачею технічного проектування є вибір такого варіанта побудови мережі, при якому витрати сил і засобів будуть мінімальними, а її геометрична форма – найбільш раціональною.

Проект розвитку полігонометричної мережі складається на топографічній карті масштабу 1 : 50 000 або 1 : 100 000. Сам процес проектування починається з нанесення на карту всіх наявних геодезичних пунктів. На основі вивчення місцевості на карті виділяють ділянки, на яких доцільно розвивати мережу методом полігонометрії. Потім помічаються траси ходів і місця розташування вузлових і найбільш характерних пунктів у середині ходів. Траси обираються так, щоби вони проходили по місцевості, сприятливій для кутових і лінійних вимірювань, оминаючи яри, заболочені ділянки та інші перешкоди, що утруднюють виконання польових робіт. Бажано, щоби форма прое-

ктованих ходів була прямолінійна, що дозволяє при інших рівних умовах звести до мінімуму кількість кутів повороту і збільшити точність мережі в цілому.

Точність визначення дирекційних кутів сторін ходу і координат шуканих пунктів залежить від загальної довжини і кількості поворотних точок ходу. Тому при проектуванні полігонометричних ходів повинні бути дотримані вимоги нормативних документів щодо допустимих довжин ходів і кількості поворотних точок у них. Ці вимоги розраховані, виходячи із заданої точності мережі, а також точності використовуваних кутомірних приладів і приладів для лінійних вимірювань.

Із формул центрування і редукції випливає, що навіть невеликі помилки в елементах приведення l і l_1 при коротких сторонах ходу можуть привести до значних помилок напрямків. Так, при $\Delta l = 2 \text{ см}$ і $d = 200 \text{ м}$ $\Delta c_{\max} = 20''$. Тому мінімальна довжина сторони ходу обмежується величиною 200 м. Тільки в окремих випадках у ходах невисокої точності можна допускати лінії довжиною 100 м.

При проектуванні ходів необхідно передбачати їх надійну прив'язку до пунктів вихідної геодезичної основи. Система ходів із вузловими пунктами повинна мати як мінімум два вихідних пункти. На вихідних пунктах рекомендується запроектувати кутову прив'язку до двох вихідних напрямків, що дає змогу отримати два незалежних значення дирекційного кута першої лінії ходу. Ці значення служать контролем прив'язки і можуть бути використані для підвищення точності визначення дирекційних кутів.

11. Польові роботи при прокладанні полігонометричних ходів

Складений по карті проект полігонометричних ходів не може передбачити всіх особливостей, які зустрічаються

при його практичному втіленні на місцевості. Тому він уточнюється рекогностуванням.

До задач рекогностування належать: перевірка збереженості центрів і зовнішніх знаків на вихідних пунктах, перевірка наявності видимості за напрямками, до яких запроектована кутова прив'язка ходів, остаточний вибір на місцевості трас ходів і уточнення місцеположення основних і орієнтирних пунктів, що визначаються наново.

Рекогностування теодолітних ходів здійснюється, як правило, одночасно з закладкою центрів пунктів і вимірюванням кутів і ліній.

Положення шуканих пунктів повинно якомога краще відповідати їх призначенню. Так, при прокладанні теодолітних ходів для обґрунтування аерофототопографічної зйомки пункти повинні по можливості служити точками польової підготовки аерофотознімків, тобто їх слід розташовувати на чітких контурах або принаймні поблизу від них. Місця, обрані для закріплення основних і орієнтирних пунктів, повинні забезпечувати довгострокову збереженість цих пунктів на місцевості.

Дирекційні кути сторін полігонометричного ходу, як уже зазначалось, визначаються тим точніше, чим менше в ході кутів повороту. Тому слід віддавати перевагу полігонометричним ходам із довгими, приблизно однаковими сторонами.

На ділянках зі значною кількістю коротких ліній передачу дирекційного кута рекомендується здійснювати через несуміжні точки ходу (наприклад, по лінії *BC*, рис. 159) або через боковий пункт *P*.

На запроектованих пунктах закладають центри і будують знаки. Тип центрів визначається призначенням мережі.

При створенні геодезичних мереж необхідно у пунктах цих мереж встановити орієнтирні пункти. По напрямках на орієнтирні пункти визначаються дирекційні кути, які при

наступних геодезичних роботах дозволяють здійснювати орієнтування в умовах поганої видимості. Навколо кожного геодезичного пункту встановлюються два ОРП на відстані 500-1000 м від нього на відкритій місцевості і 200-1000 м – в закритій. Якщо з пункту мережі є видимість із землі на основу будь-якого знака сусіднього пункту, віддаленого від пункту мережі не більше ніж на 3 км, то з метою економії праці і часу дозволяється обмежитися одним орієнтирним пунктом. У полігонометрії ОРП доцільно суміщати з найближчими до пункту точками повороту.

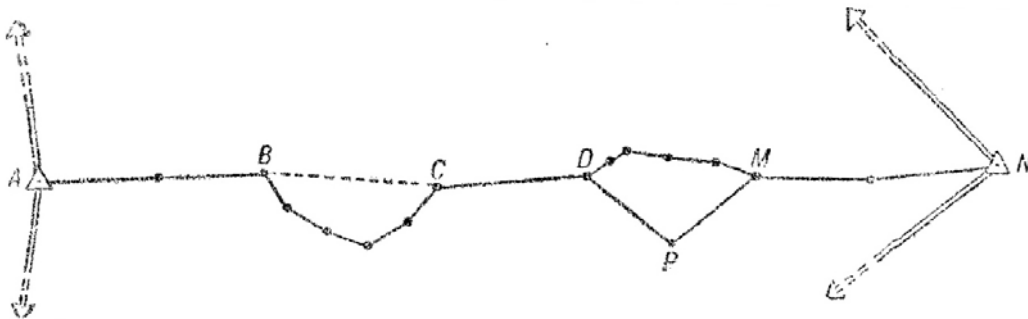


Рис. 159. Передача дирекційного кута по замикальній і через боковий пункт

Точки повороту, які не є геодезичними пунктами, позначаються на місцевості дерев'яними кілочками висотою 5-7 см над землею. В торець кілочка забивають цвях, який у подальшому використовується для центрування приладу.

Горизонтальні кути в полігонометричних ходах вимірюють способом окремого кута, а при трьох напрямках і більше – способом кругових прийомів.

При прокладанні теодолітного ходу для обґрунтування топографічних зйомок одночасно з вимірюванням горизонтальних кутів визначають магнітні азимути його сторін, які використовуються при обчисленні схилення магнітної стрілки на точках ходу і для грубого контролю вимірювання горизонтальних кутів (різниця магнітних азимутів повинна збігатися з виміряним кутом).

Якщо виникає необхідність у визначенні висот точок способом тригонометричного нівелювання, то, крім горизонтальних кутів, по кожній стороні ходу у прямому і зворотному напрямках одним прийомом вимірюють вертикальні кути.

12. Вирівнювання тріангуляції способом умов

12.1. Сутність вирівнювальних обчислень тріангуляції

Кінцевою метою побудови тріангуляції є визначення координат її пунктів. Ця задача може бути виконана при наявності двох вимірних елементів у кожному трикутнику мережі і необхідної кількості вихідних даних. У цьому випадку координати пунктів отримуються безконтрольно. З цієї причини, а також для підвищення точності визначення елементів мережі при побудові тріангуляції звичайно вимірюють більше елементів, ніж необхідно, тобто здійснюють надлишкові спостереження. Так, у трикутнику намагаються виміряти всі три кути, хоча для його розв'язання при наявності відомої сторони достатньо двох; теодолітні і нівелірні ходи спираються не менш як на два вихідних пункти; пряму засічку здійснюють не менш як трьома напрямками, хоча достатньо двох і т. ін.

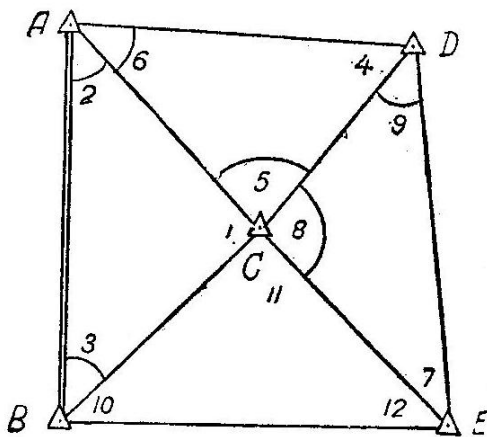


Рис. 160. Необхідні і надлишкові виміряні кути

Отже, в тріангуляції поряд із необхідними проводять надлишкові вимірювання, наявність яких дозволяє проконтролювати результати спостережень, оцінити їх точність і підвищити точність елементів мережі.

Як необхідні можуть бути прийняті будь-які вимірювання, наприклад кути 2, 3, 5, 6, 8 і 9 (рис. 160), тоді кути 1, 4, 7, 11 і 12 будуть надлишковими.

Кожне надлишкове вимірювання разом із необхідними створює математичну залежність. Наприклад, надлишково виміряний кут 1 створює з необхідними кутами 2 і 3 рівність (геометричні умови фігури трикутника)

$$1 + 2 + 3 - 180^0 = 0, \quad (a)$$

яка буде правдивою при безпомилковому значенні кутів 1, 2, і 3. В дійсності вимірювання завжди мають помилки, тому якщо в рівняння (а) підставити виміряне значення кутів ($1'$, $2'$ і $3'$), то воно не буде задоволено: в правій частині його з'явиться величина ω (нев'язка), тобто

$$1' + 2' + 3' - 180^0 = \omega. \quad (б)$$

Нев'язки будуть мати місце в будь-якій тріангуляції з надлишково виміряними елементами, як би ретельно не здійснювалися вимірювання.

Наявність нев'язок вносить невизначеність у результати обчислень шуканих величин. Так, в трикутнику ABC із виміряними кутами $1'$, $2'$, $3'$ можна отримати різними шляхами не одне, а три значення сторони AC (це стосується і сторони BC), а отже, і кілька значень координат шуканого пункту. На практиці буває неможливо надати перевагу одному шляху, оскільки всі вимірювання здійснюються з однаковою точністю. Тому перш ніж отримати остаточне значення координат пунктів, необхідно усунути всі незгоди (нев'язки), що виникають у мережі.

Для цього в рівнянні (б) достатньо виправити виміряні кути $1'$, $2'$ і $3'$ такими поправками v_1 , v_2 і v_3 , при яких збігалася б рівність

$$(1' + v_1) + (2' + v_2) + (3' + v_3) - 180^0 = 0. \quad (в)$$

Рівність (в) може бути задоволена підбором будь-яких значень поправок, що дорівнюють у сумі нев'язці трикутника зі зворотним знаком, тобто

$$v_1 + v_2 + v_3 = -\omega. \quad (\Gamma)$$

Цю невизначену задачу (одне рівняння з трьома невідомими) можна зробити цілком визначеною, якщо її розв'язання підпорядкувати додатковій умові.

При обчисленні тріангуляції додаткова умова повинна бути такою, щоби одночасно з усуненням нев'язок ω отримати ймовірніше значення вимірних величин (максимально близьких до істинних). Найкраще така вимога виконується при застосуванні принципу найменших квадратів, згідно з яким сума квадратів шуканих поправок до безпосередньо і точно вимірних величин виявляється найменшою, тобто

$$v_1^2 + v_2^2 + v_3^2 + \dots = [v^2] = \min. \quad (6.1)$$

Отже, сутність вирівнювальних обчислень тріангуляції полягає в усуненні незгод (нев'язок), які виникають у мережі, шляхом введення в результати безпосередніх вимірювань поправок, що визначаються способом найменших квадратів.

Вирівнювання тріангуляції із застосуванням принципу найменших квадратів здійснюється двома основними способами: способом умов і способом посередніх вимірювань.

При вирівнюванні способом умов складають так звані умовні рівняння, які відповідають геометричним умовам, що виникають у мережі. Доповнивши умовні рівняння вимогами (6.1), обчислюють поправки до результатів безпосередньо вимірних елементів тріангуляції, наприклад до напрямків або кутів.

При вирівнюванні способом посередніх вимірювань спочатку вибирають такі незалежні один від одного невідомі, через які можна виразити всі вимірні величини (їх називають необхідними невідомими). У цьому випадку видається можливим усі поправки вимірних величин замінити функціями незалежних невідомих, тобто отримати рівняння поправок, в яких невідомими служать вибрані не-

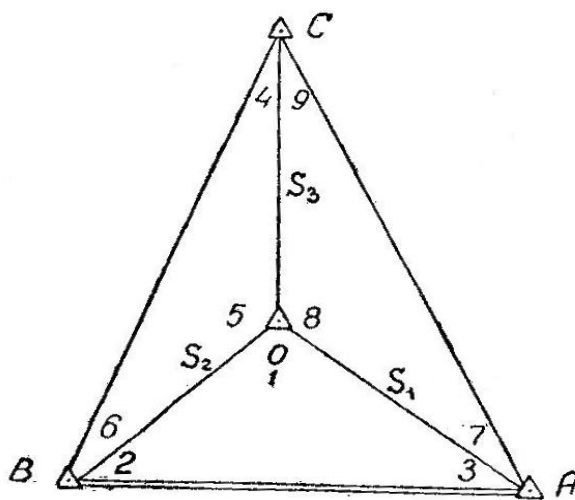
обхідні невідомі й поправки до результатів вимірювань. Розв'язуючи далі рівняння поправок під умовою $[v^2] = \min$, знаходять як необхідні невідомі, так і поправки до результатів вимірювань.

При обчисленні тріангуляції як необхідні величини звичайно використовують координати пунктів, тобто, як часто кажуть посередньо виміряні величини (функції безпосередньо виміряних величин). Так і отримав назву спосіб посередніх вимірювань.

Обидва ці способи, різні за формою, але тотожні між собою по суті, оскільки визначення невідомих поправок до виміряних величин в обох випадках виконується за принципом найменших квадратів.

12.2. Геометричні умови й умовні рівняння, які виникають у вільних мережах тріангуляції

Нехай на рис. 161 зображена вільна мережа тріангуляції, тобто така, в якій є тільки необхідні вихідні дані, наприклад координати пунктів A і B . Для більшої зручності і простоти викладення порядку складання геометричних умов і відповідних їм умовних рівнянь уведемо такі позначення:



виміряних кутів;

Рис. 161. Вільна мережа тріангуляції

$1, 2, 3, \dots, 9$ – безпосередньо виміряні і приведені до площини значення кутів;

I, II, III, ..., IX – вирівняні значення відповідних кутів;

(1), (2), (3), ..., (9) – значення поправок

S_1, S_2, S_3 – вирівняні значення довжин сторін AO, BO, CO .

Користуючись прийнятими позначеннями, можна написати такі рівняння:

$$\begin{aligned} I &= 1 + (1); \\ II &= 2 + (2); \\ &\dots\dots\dots \\ IX &= 9 + (9). \end{aligned} \quad (6.2)$$

Розглянемо геометричні умови, які виникають у даній мережі, і відповідні їм умові рівняння.

12.2.1. Умови фігур. Умовні рівняння фігур

Умови фігур виражають вимогу, щоби суми вирівняних значень кутів у трикутниках дорівнювали їх теоретичним значенням, тобто

$$I + II + III - 180^0 = 0. \quad (6.3)$$

Але практично будемо мати

$$I + 2 + 3 - 180^0 = \omega, \quad (6.4)$$

де ω – нев'язка, створена помилками вимірювань кутів $I, 2$ і 3 . Щоби усунути нев'язку ω , необхідно виміряним кутам надати деякі поправки (1), (2) і (3), тобто врахувати (6.2), і тоді отримаємо

$$I + (1) + 2 + (2) + 3 + (3) - 180^0 = 0. \quad (6.5)$$

Враховуючи (8.4), формула (8.5) набуває вигляду

$$(1) + (2) + (3) + \omega = 0. \quad (6.6)$$

У способі найменших квадратів вираз (6.6) називається рівнянням поправок, сутність якого полягає в тому, що алгебраїчна сума поправок (1), (2) і (3) разом з нев'язкою повинна дорівнювати нулю. Аналогічно можуть бути написані умовні рівняння решти трикутників:

$$(4) + (5) + (6) + \omega_2 = 0;$$

$$(7) + (8) + (9) + \omega_3 = 0,$$

де $\omega_2 = 4 + 5 + 6 - 180^0$; $\omega_3 = 7 + 8 + 9 - 180^0$.

Вільні члени умовних рівнянь фігур трикутників, як і інших видів умовних рівнянь, є нев'язками (помилками), що обчислюються за правилом: «є – мінус – повинно бути».

12.2.2. Умова горизонту. Умовні рівняння горизонту

Умова горизонту містить вимогу, щоби сума вирівняних значень кутів, які не перекриваються і розташованих навколо однієї загальної вершини, дорівнювала 360^0 .

Отже, для кутів при точці O має бути дотримана геометрична умова

$$I + V + VIII - 360^0 = 0. \quad (6.7)$$

Унаслідок неминучих помилок вимірювання кутів I , 5 і 8 отримаємо

$$I + 5 + 8 - 360^0 = \omega_0. \quad (6.8)$$

Для усунення ω_0 виправимо виміряні значення кутів I , 5 , 8 відповідними поправками, тобто

$$I + (1) + 5 + (5) + 8 + (8) - 360^0 = 0. \quad (6.9)$$

Враховуючи (8.8), отримаємо умовне рівняння горизонту

$$(1) + (5) + (8) + \omega_0 = 0, \quad (6.10)$$

де ω_0 – вільний член умовного рівняння горизонту, обчислений за формулою (6.8).

Якщо в тріангуляції кути вимірювалися способом кругових прийомів, то значення вільних членів умовних рівнянь горизонтів завжди дорівнює нулю. Але поправки у вирівнювальні кути цього рівняння можуть бути порушені, якщо умови горизонтів не будуть враховані. Тому умовні рівняння горизонтів і з вільними членами, що дорівнюють нулю, при вирівнюванні кутів повинні бути включені в систему умовних рівнянь обчислюваної тріангуляції.

12.2.3. Умова полюсів. Умовні рівняння полюсів

Умова полюса виникає у фігурі, яка має замкнутий ланцюг трикутників, наприклад у центральній системі, тобто в такій фігурі, де є ряд суміжних трикутників з загальною вершиною, основи яких створюють замкнуту фігуру. Загальна вершина таких суміжних трикутників називається полюсом, а замкнута фігура – основою полюса.

Геометрична умова полюса містить вимогу, щоби в замкнутій мережі трикутників довжина будь-якої сторони, обчислена від довільно обраної, але однієї і тієї ж сторони по вирівняних кутах різними шляхами, мала однакове числове значення.

Для мережі триангуляції, зображеної на рис. 161, ця умова містить вимогу, щоби будь-яка сторона (S_1, S_2, S_3, \dots) мала однакове значення при двох різних визначеннях. Так,

$$S_3 = AB \cdot \frac{\sin II}{\sin I} \cdot \frac{\sin VII}{\sin IX}$$

при обчисленні її за вихідною стороною AB через трикутники AOB і AOC ,

$$S_3 = AB \cdot \frac{\sin III}{\sin I} \cdot \frac{\sin VI}{\sin IV}.$$

При обчисленні її за тією ж стороною AB через трикутники AOB і OBC , які зв'язують загальну шукану сторону, повинні мати однакові числові значення.

Зазначені вище вимоги можна подати у вигляді рівності

$$AB \cdot \frac{\sin II \cdot \sin VII}{\sin I \cdot \sin IX} = AB \cdot \frac{\sin III \cdot \sin VI}{\sin I \cdot \sin IV},$$

яка після перетворення буде мати вигляд

$$\frac{\sin II \cdot \sin IV \cdot \sin VII}{\sin III \cdot \sin VI \cdot \sin IX} = 1. \quad (6.11)$$

Цю ж умову полюса можна записати в логарифмічному вигляді

$$(\lg \sin II + \lg \sin IV + \lg \sin VII) - (\lg \sin III + \lg \sin VI + \lg \sin IX) = 0, \quad (6.12)$$

а враховуючи рівності (6.2), отримаємо

$$\lg \sin[2 + (2)] + \lg \sin[7 + (7)] + \lg \sin[4 + (4)] - \lg \sin[3 + (3)] - \lg \sin[6 + (6)] - \lg \sin[9 + (9)] = 0. \quad (6.13)$$

Оскільки як значення поправок (1), (2), (3), ..., (9) звичайно бувають достатньо малими, до членів виразу (8.13) можна застосувати формули

$$\begin{aligned} \lg \sin[1 + (1)] &= \lg \sin 1 + \beta_1(1); \\ \lg \sin[2 + (2)] &= \lg \sin 2 + \beta_2(2); \\ &\dots\dots\dots \\ \lg \sin[9 + (9)] &= \lg \sin 9 + \beta_9(9), \end{aligned} \quad (6.14)$$

де $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_9$ – зміни логарифмів синусів кутів, відповідно до змін самих кутів на 1°.

Тоді рівняння (6.13) матиме вигляд

$$\lg \sin 2 + \beta_2(2) + \lg \sin 7 + \beta_7(7) + \lg \sin 4 + \beta_4(4) - \lg \sin 3 - \beta_3(3) - \lg \sin 6 - \beta_6(6) - \lg \sin 9 - \beta_9(9) = 0$$

або

$$\begin{aligned} &\beta_2(2) + \beta_4(4) + \beta_7(7) - \beta_3(3) - \beta_6(6) - \beta_9(9) + \\ &[(\lg \sin 2 + \lg \sin 4 + \lg \sin 7) - (\lg \sin 3 + \lg \sin 6 + \lg \sin 9)] = 0. \end{aligned} \quad (6.15)$$

Унаслідок неминучих помилок вимірювань рівняння (6.12) не справдиться, якщо у нього підставити виміряні значення кутів. Практично отримаємо

$$(\lg \sin 2 + \lg \sin 4 + \lg \sin 7) - (\lg \sin 3 + \lg \sin 6 + \lg \sin 9) = \omega_0. \quad (6.16)$$

Враховуючи вирази (6.15) та (6.16), отримаємо умовне рівняння полюса, яке відповідає умові (8.12):

$$\beta_2(2) + \beta_4(4) + \beta_7(7) - \beta_3(3) - \beta_6(6) - \beta_9(9) + \omega_0 = 0, \quad (6.17)$$

де ω_0 – вільний член умовного рівняння полюса, обчислений за формулою (6.16).

Значення коефіцієнтів β в умовних рівняннях полюсів або обираються з таблиць логарифмів, або обчислюються в одиницях того ж знака, що й обчислені вільні члени ω умовних рівнянь. Наприклад, якщо при врівноваженні тріангуляції 3-го і 4-го класів вільні члени обчислюються в одиницях шостого знака, тому і β повинні обиратися з таблиць в одиницях шостого знака логарифмів.

Знаки зміни логарифмів синусів кутів беруться додатними, якщо кути менші 90° , і від'ємними – при кутах, більших 90° , оскільки зі збільшенням кута в першій чверті його синус, а отже, й логарифм збільшуються, а в другій – зменшуються. Умовні рівняння полюсів можна доволі просто і зручно написати, користуючись схемою мережі. Робиться це так. Нумеруються по порядку всі зв'язкові кути, розташовані по контуру основи полюса. Потім, користуючись цією нумерацією, пишуть умови полюса за правилом: різниця сум логарифмів синусів непарних і парних зв'язкових кутів, розташованих при основі контуру, повинна дорівнювати нулю.

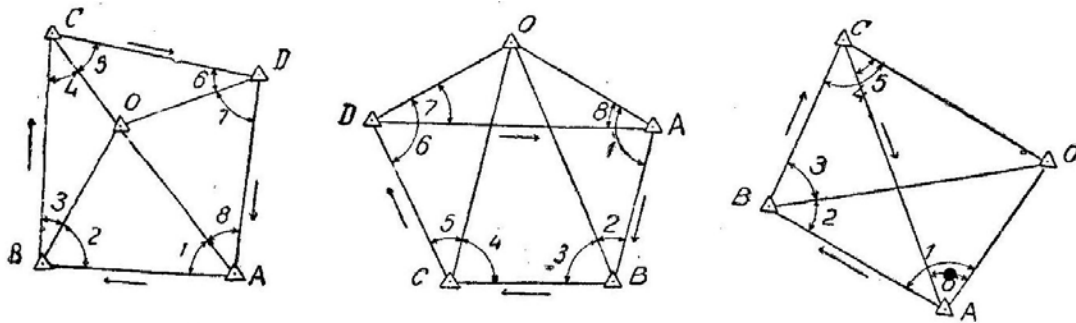


Рис. 162, 163, 164. Фігури тріангуляцій

Наприклад, для фігур тріангуляцій, зображених на рис. 162, 163 і 164, в яких полюси позначені літерою O , геометричні умови відповідно пишуться так:

$$(\lg \sin I + \lg \sin III + \lg \sin V + \lg \sin VII) - \\ - (\lg \sin II + \lg \sin IV + \lg \sin VI + \lg \sin VIII) = 0;$$

$$\begin{aligned}
 & (\lg \sin I + \lg \sin III + \lg \sin V + \lg \sin VII) - \\
 & - (\lg \sin II + \lg \sin IV + \lg \sin VI + \lg \sin VIII) = 0; \\
 & (\lg \sin I + \lg \sin III + \lg \sin V) - \\
 & - (\lg \sin II + \lg \sin IV + \lg \sin VI) = 0.
 \end{aligned}$$

Тоді відповідні їм умовні рівняння будуть:

$$\begin{aligned}
 & \beta_1(1) + \beta_3(3) + \beta_5(5) + \beta_7(7) - \beta_2(2) - \\
 & \beta_4(4) - \beta_6(6) - \beta_8(8) + \omega_5 = 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \beta_1(1) + \beta_3(3) + \beta_5(5) + \beta_7(7) - \beta_2(2) - \\
 & - \beta_4(4) - \beta_6(6) - \beta_8(8) + \omega_6 = 0
 \end{aligned}$$

$$\beta_1(1) + \beta_3(3) + \beta_5(5) - \beta_2(2) - \beta_4(4) - \beta_6(6) + \omega_7 = 0,$$

де

$$\begin{aligned}
 \omega_5 &= (\lg \sin 1 + \lg \sin 3 + \lg \sin 5 + \lg \sin 7) - \\
 & - (\lg \sin 2 + \lg \sin 4 + \lg \sin 6 + \lg \sin 8)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \omega_6 &= (\lg \sin 1 + \lg \sin 3 + \lg \sin 5 + \lg \sin 7) - \\
 & - (\lg \sin 2 + \lg \sin 4 + \lg \sin 6 + \lg \sin 8)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \omega_7 &= (\lg \sin 1 + \lg \sin 3 + \lg \sin 5) - \\
 & - (\lg \sin 2 + \lg \sin 4 + \lg \sin 6).
 \end{aligned}$$

13. Геометричні умови і умовні рівняння, які виникають у невірних мережах триангуляції

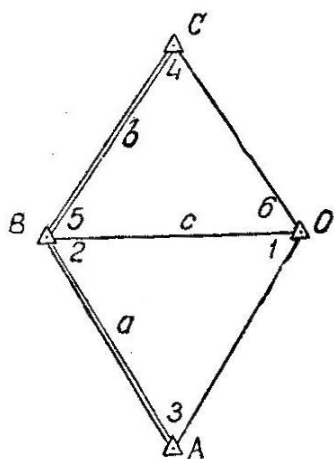


Рис. 165. Невільна мережа триангуляції

Невірними мережами триангуляції називаються такі мережі, в яких є надлишкові вихідні дані, наприклад мережа, зображена на рис. 165, в якій вихідними даними служать координати трьох пунктів A , B і C , замість необхідних двох.

У невідільних мережах, окрім геометричних умов фігур, горизонту і полюса, виникають ще умови дирекційних кутів, базисів і координат.

13.1. Умови і умовні рівняння дирекційних кутів

Умови дирекційних кутів виникають у таких мережах триангуляції, в яких вихідних дирекційних кутів більше, ніж необхідно, а позаяк для обчислення будь-якої триангуляції необхідно і достатньо мати тільки один вихідний дирекційний кут, умови дирекційних кутів будуть виникати в усіх випадках, коли вихідних дирекційних кутів у мережі буде більше одного.

Геометрична умова дирекційних кутів виражає вимогу, щоби значення надлишково заданого дирекційного кута, обчислене за вихідним дирекційним кутом і врівноваженим значенням кутів, дорівнювало даному значенню цього дирекційного кута. Так, якщо в триангуляції, зображеній на рис. 165, дирекційний кут (BA) прийняти за вихідний, а дирекційний кут (BC) – за надлишково наданий, то умову дирекційних кутів у цій триангуляції можна записати так:

$$(BC) = (BA) - (\Pi + V)$$

або

$$\Pi + V - [(BA) - (BC)] = 0. \quad (6.18)$$

Але практично отримаємо

$$2 + 5 - [(BA) - (BC)] = \omega_\alpha, \quad (6.19)$$

де ω_α – нев'язка, створена помилками вимірювань кутів 2 і 5.

Для усунення нев'язки ω виправимо виміряні кути поправками (2) і (5):

$$2 + (2) + 5 + (5) - [(BA) - (BC)] = 0. \quad (6.20)$$

Враховуючи рівняння (8.19) і (8.20), отримаємо умовне рівняння дирекційних кутів

$$(2) + (5) + \omega_\alpha = 0, \quad (6.21)$$

де ω_α – вільний член умовного рівняння дирекційних кутів.

13.2. Умови і умовні рівняння базисів

Умови базисів виникають у всіх випадках, коли в мережі більше одного базису.

Геометрична умова базисів містить вимогу, щоби значення надлишково наданої сторони, обчислене за вихідною стороною і врівноваженим значенням виміряних кутів, дорівнювало заданому значенню цієї сторони. Наприклад, якщо в триангуляції, зображеній на рис. 165, дану сторону $AB=a$ прийняти за необхідну, а сторону $BC=b$ – за надлишково надану, то умова базисів у цій триангуляції може бути записана так:

$$b = b_{обч.}$$

Оскільки

$$b_{обч.} = c \frac{\sin VI}{\sin IV},$$

а

$$c = a \frac{\sin III}{\sin I},$$

то враховуючи ці рівняння, геометричну умову базисів, що виникає в даній триангуляції, можна записати так:

$$b = a \frac{\sin III \cdot \sin VI}{\sin I \cdot \sin IV},$$

або

$$\frac{a \cdot \sin III \cdot \sin VI}{b \cdot \sin I \cdot \sin IV} = 1, \quad (6.22)$$

а в логарифмічному вигляді

$$\begin{aligned} & \lg a + \lg \sin III + \lg \sin VI) - \\ & - (\lg b + \lg \sin I + \lg \sin IV) = 0. \end{aligned} \quad (6.23)$$

При підстановці в дану умову значень виміряних кутів отримаємо нев'язку

$$(\lg a + \lg \sin 3 + \lg \sin 6) - (\lg b + \lg \sin 1 + \lg \sin 4) = \omega_S. \quad (6.24)$$

Для усунення нев'язки ω_S виправимо виміряні значення кутів відповідними поправками, тоді

$$\lg a + \lg \sin [3 + (3)] + \lg \sin [6 + (6)] - \\ - (\lg b - \lg \sin [1 + (1)] - \lg \sin [4 + (4)]) = 0, \quad (6.25)$$

а користуючись рівняннями (8.14), можна записати:

$$\lg a + \lg \sin 3 + \beta_3 (3) + \lg \sin 6 + \beta_6 (6) - \\ - \lg b - \lg \sin 1 - \beta_1 (1) - \lg \sin 4 - \beta_4 (4) = 0. \quad (6.26)$$

На основі рівнянь (6.24) і (6.26) можна написати умовне рівняння базисів у вигляді

$$\beta_3 (3) + \beta_6 (6) - \beta_1 (1) - \beta_4 (4) + \omega_S = 0, \quad (6.27)$$

де ω_S – вільний член умовного рівняння базисів.

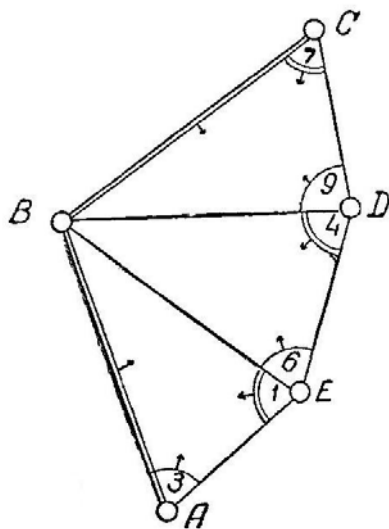


Рис. 166. До правила написання умови базиса

У практиці вирівнювальних обчислень геометричні умови базисів складають так само, як і умови полюсів, безпосередньо за схемою, користуючись при цьому таким правилом: сума логарифмів вихідної сторони і синусів зв'язкових кутів, направлених до іншої вихідної сторони, мінус сума логарифмів

кінцевої вихідної сторони і синусів зв'язкових кутів, направлених від неї до початкової вихідної сторони, повинна дорівнювати нулю.

Наприклад, згідно з рис. 166, умову базисів можна записати так:

$$(\lg AB + \lg \sin III + \lg \sin VI + \lg \sin IX) - \\ - (\lg BC + \lg \sin VII + \lg \sin IV + \lg \sin I) = 0,$$

а відповідне йому умовне рівняння базисів, звичайно, буде $\beta_3 (3) + \beta_6 (6) + \beta_9 (9) - \beta_7 (7) - \beta_4 (4) - \beta_1 (1) + \omega_S = 0$.

13.3. Поняття про умову координат

Умови координат (умови абсцис і умови ординат) виникають у такій тріангуляції, в якій є вихідні пункти, безпосередньо пов'язані між собою.

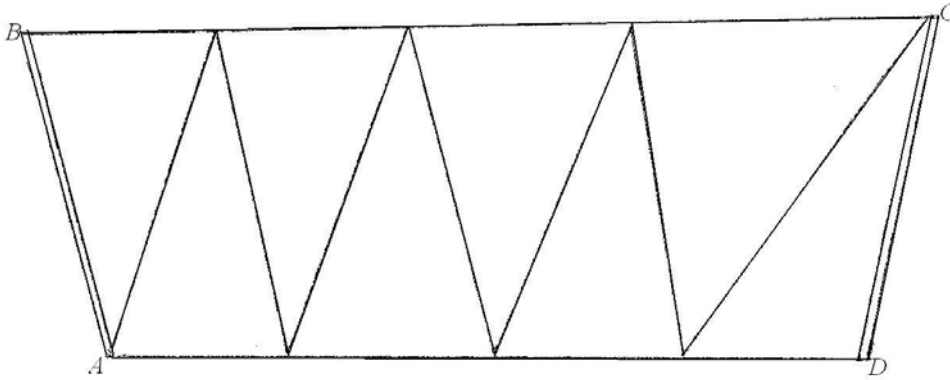


Рис. 167. Ряд трикутників

Наприклад, у тріангуляції, зображеній на рис. 167, вихідні пункти A і B не пов'язані вихідними даними з пунктами C і D , тому в цій тріангуляції виникають умови координат, які містять вимогу, щоби значення координат пункту C або D , обчислені за координатами пунктів A або B і вирівняними значеннями кутів, дорівнювали значенням координат.

Умова координат, як правило, не виникає в простих фігурах тріангуляції.

14. Незалежні і залежні умови в тріангуляції

Один надлишково виміряний елемент в тріангуляції може створювати в ній не одну геометричну умову, а декілька.

Так, у чотирикутнику $ABCD$ (рис. 168) при відсутності діагоналі AC було б лише дві умови фігур трикутників ABD і BDC :

$$I + II + III - 180^\circ = 0; \quad (a)$$

$$I + V + VI - 180^\circ = 0. \quad (б)$$

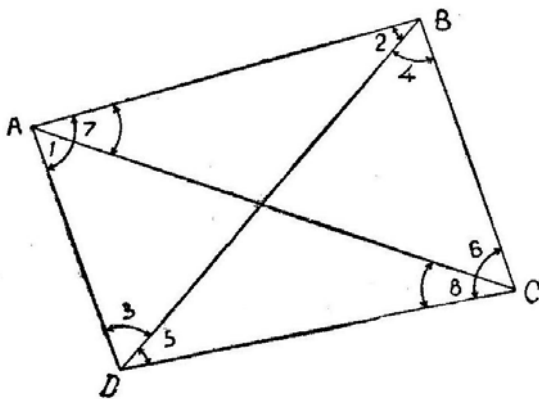
Наявність діагоналі AC у результаті надлишково виміряних кутів 7 і 8 створює ще сім нових умов: дві умови фігур перекриваючих трикутників ADC і ABC

$$I - VII + III + V + VIII - 180^\circ = 0; \quad (в)$$

$$VII + II + IV + VI - VIII - 180^\circ = 0 \quad (г)$$

і п'ять умов полюсів (із полюсами в точках A, B, C, D і в точці перетину діагоналей AC і BD). Але з усіх семи умов, що з'явилися тільки дві умови незалежні: одна умова фігури трикутника (будь-яка з двох) і одна умова полюсів (будь-яка з п'яти).

Рис. 168. Геодезичний чотирикутник



Дійсно, приймаючи одну умову з двох нових умов фігур трикутників за незалежну, наприклад умову (в), легко переконатися, що умова (г) у цьому випадку буде залежною від умов

(а), (б) і (в). Насправді, додавши рівняння (а) і (б) та віднявши від суми рівняння (в), отримаємо рівняння (г). Якщо ж прийняти умову (г) як незалежну, тоді, звичайно, умова (в) буде залежною від умов (а), (б) і (г).

Так само можна довести і залежність чотирьох полюсних, згаданих вище, якщо прийняти одну з п'яти за незалежну.

Отже, надлишково виміряний елемент тріангуляції може створювати в ній і не одну, а кілька геометричних умов, але з усіх цих умов тільки одна є незалежною. Тому при виборі умовних рівнянь необхідно керуватися от чим:

- 1) жодне умовне рівняння, яке виникає в даній мережі, не повинно бути залишено без уваги;
- 2) умовні рівняння повинні бути незалежними в тому сенсі, що жодне з них не повинно бути наслідком решти рівнянь;
- 3) обрані рівняння мають бути найбільш простими з можливих у даній мережі рівнянь.

15. Визначення кількості незалежних умов у тріангуляції графічним способом. Вибір незалежних умов

Для визначення кількості незалежних умов графічним способом роблять креслення даної мережі тріангуляції і відмічають на ньому дугами кути, необхідні для наступного обчислення координат усіх шуканих пунктів. Потім підраховують кількість усіх незалежних умов r , що виникають у даній тріангуляції, яка дорівнює кількості всіх надлишково вимірюваних кутів. Далі нумерують надлишково вимірювані кути і по кожному занумерованому куту визначають незалежну геометричну умову, яка виникає в мережі. Так, у тріангуляції, зображеній на рис. 169, дев'ять надлишково вимірюваних кутів створюють дев'ять таких незалежних умов:

кут 1 – створює умову фігури трикутника BDC ;

кут 2 – створює умову фігури трикутника EDC ;

кут 3 – створює умову фігури трикутника FDE ;

кут 4 – створює умову дирекційних кутів (AB) і (BC) ;

кут 5 – створює умову базисів AB і CB ;

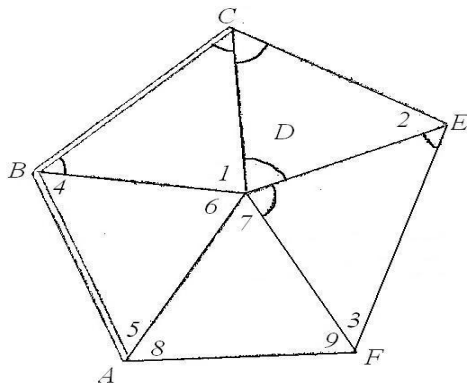


Рис.169. До вибору незалежних умов

кут 6 – створює умову фігури трикутника ABD ;

кут 7 – створює умову горизонту на пункті D ;

кут 8 – створює умову полюса (з полюсом у D);

кут 9 – створює умову фігури трикутника ADF .

Отже, в даній тріангуляції виникає незалежних умов: фігур – 5; горизонту – 1; дирекційних кутів – 1; базисів – 1 і полюса – 1. Окрім зазначеного вище графічного способу, кількість незалежних умов за видами можна порахувати по кресленню, користуючись нижченаведеними правилами.

1. Кількість умов фігур трикутників дорівнює кількості трикутників, що не перекриваються, з усіма виміряними в них кутами, доданий до кількості суцільних діагоналей.

При наявності діагоналей для підрахунку кількості

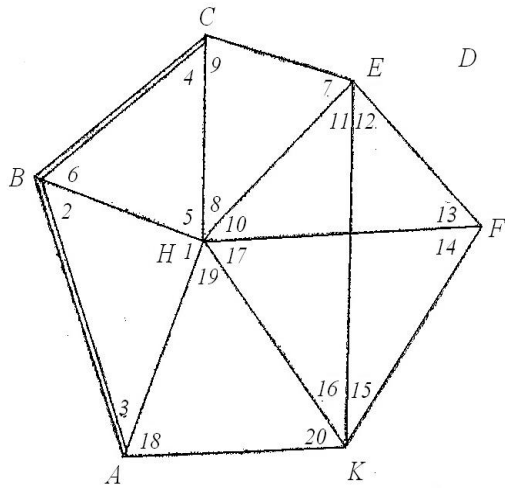


Рис. 170. До прикладу вибору незалежних умов

умов фігур зручніше використовувати спосіб ходової лінії. У цьому випадку всі пункти мережі з'єднуються загальною ходовою лінією, яка складається із суцільних сторін і проходить через кожен пункт тільки один раз. Тоді кількість умов фігур буде рівною кількості всіх суцільних сторін, які не потрапили в ходову лінію.

2. Кількість умов горизонту дорівнює кількості центральних систем.

3. Кількість умов полюсів дорівнює кількості центральних систем, разом із кількістю діагоналей.

4. Кількість умов дирекційних кутів дорівнює кількості вихідних дирекційних кутів без одного.

5. Кількість умов базисів у триангуляції, не замкненій вихідними сторонами, дорівнює кількості вихідних сторін (базисів) без однієї. Якщо ж триангуляція замкнута вихідними сторонами, то кількість умов базисів дорівнює кількості вихідних без трьох. Але у цьому випадку умову полюсів можна замінити більш простими умовами базисів.

Приклад 1. В триангуляції, зображеній на рис. 170, є: трикутників, що не перекриваються – 6; суцільних діагоналей – 1; центральних систем – 1; вихідних дирекційних кутів – 2 і вихідних сторін – 2. Отже, на підставі викладених вище правил у ній виникає:

умов фігур

$$6 + 1 = 7$$

умов горизонту	1
умов полюсів	$1 + 1 = 2$
умов дирекційних кутів	$2 - 1 = 1$
умов базисів	$2 - 1 = 1$

.....

Всього незалежних умов	12
------------------------	----

Приклад 2. В триангуляції, зображеній на рис. 171, є: трикутників, що не перекриваються – 3; центральних систем – 1; вихідних дирекційних кутів – 3 і вихідних сторін – 3. Отже, в цій триангуляції виникає:

умов фігур	3
умов горизонту	1
умов дирекційних кутів	$3 - 1 = 2$
умов полюсів	1
умов базисів	$3 - 3 = 0$

.....

Всього незалежних умов	7
------------------------	---

Якщо надлишково виміряний елемент створює не одну, а дві або кілька геометричних умов, то як незалежну умову можна взяти будь-яку з них. Але для зручності обчислень доцільніше обирати таку, умовне рівняння якого було б більш простим як у складанні, так і в розв'язанні та містило б меншу кількість поправок кутів.

Так, умову базисів, яка виникає в триангуляції, зображеній на рис. 170, можна обирати так:

$$(\lg AB + \lg \sin III + \lg \sin V) - (\lg BC + \lg \sin IV + \lg \sin I) = 0.$$

Але цю ж умову базисів можна було б обрати і так:

$$(\lg AB + \lg \sin II + \lg \sin XVIII + \lg \sin XVI + \lg \sin VII + \lg \sin V) - (\lg BC + \lg \sin VI + \lg \sin IX + \lg \sin XI + \lg \sin XX + \lg \sin I) = 0.$$

Будь-яку з написаних двох умов можна взяти як незалежну, але доцільніше, звичайно, брати першу, оскільки

вона коротша, а отже, й простіша як у складанні, так і в розв'язанні.

Окрім того, з метою спрощення вирівнювальних обчислень іноді заміняють одні незалежні умови, як менш вигідні для обчислень, іншими, еквівалентними їм.

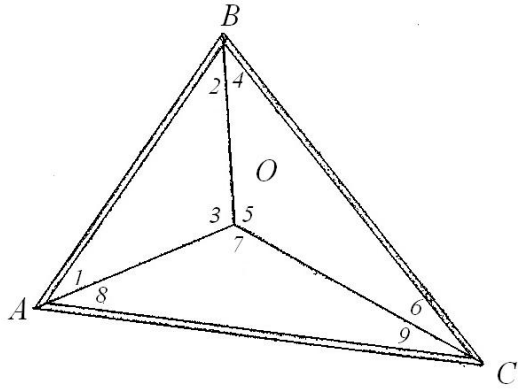


Рис.171. Вставка пункта в трикутник

Наприклад, у триангуляції, показаній на рис. 171, незалежну умову горизонту, що включає в себе три кути, можна замінити еквівалентною їй третьою умовою дирекційних кутів, яка включає в себе два кути. Можливість такої заміни можна довести так. Припустимо, що замість двох умов дирекційних кутів:

$$\text{VII} + \text{I} - \angle A = 0; \quad (\text{a})$$

$$\text{II} + \text{IV} - \angle B = 0 \quad (\text{б})$$

і однієї умови горизонту:

$$\text{III} + \text{V} + \text{VII} - 360^\circ = 0 \quad (\text{в})$$

обрані три умови дирекційних кутів:

$$\text{VIII} + \text{I} - \angle A = 0; \quad (\text{a})$$

$$\text{II} + \text{IV} - \angle B = 0; \quad (\text{б})$$

$$\text{VI} + \text{IX} - \angle C = 0. \quad (\text{г})$$

Замінивши в останніх трьох рівняннях кути I, IV, IX відповідно через $180^\circ - \text{III} - \text{II}$; $180^\circ - \text{V} - \text{VI}$ і $180^\circ - \text{VII} - \text{VIII}$, отримаємо:

$$\begin{aligned} 180^\circ - \text{III} - \text{II} + \text{VIII} - \angle A &= 0; \\ 180^\circ - \text{V} - \text{VI} + \text{II} - \angle B &= 0; \\ 180^\circ - \text{VII} - \text{VIII} + \text{VI} - \angle C &= 0. \end{aligned} \quad (\text{д})$$

Додавши рівняння (д), отримаємо умовне рівняння горизонту (в). Отже, при заміні двох умов дирекційних кутів

і однієї умови горизонту, трьома умовами дирекційних кутів умова горизонту буде залежною, тобто наслідком трьох умов (д).

Так само легко довести, що умову полюса даної мережі, як менш вигідну для обчислень, можна замінити більш простою умовою базисів.

16. Визначення кількості незалежних умов у тріангуляції аналітичним способом

У великих і складних тріангуляціях тяжко простежити за тим, щоби були обрані всі і при цьому тільки незалежні умови. Тому в таких випадках підрахунок кількості незалежних умов доцільніше робити аналітичним способом.

Формули для підрахунку кількості умов у тріангуляції можна отримати, виходячи з таких міркувань.

Позначимо через n – кількість всіх вимірюваних кутів, m – кількість шуканих пунктів і s – кількість шуканих сторін.

Оскільки для визначення координат одного пункту тріангуляції, крім вихідних даних, необхідно мати два вимірюваних кути, то для визначення координат m пунктів їх, зрозуміло, необхідно $2m$. Отже, кількість усіх умов r , що виникають у мережі, дорівнює кількості надлишково вимірюваних кутів, визначається за формулою

$$r = n - 2m. \quad (6.28)$$

Усі геометричні умови поділяються на синусні, до яких відносять умови полюсів, базисів і координат, і кутові, до яких належать умови фігур, горизонту й дирекційних кутів.

Визначення умов за їх видами (фігур, горизонту, полюсів і т. ін.) при відомій кількості кутових і окремо синусних умов звичайно утруднень не викликає. Тому виведемо формулу для підрахунку кількості разом узятих синусних умов і окремо кутових.

Кількість синусних умов дорівнює кількості надлишково шуканих сторін. Якщо б у тріангуляції положення пунктів визначалося не по вимірних кутах, а по вимірних сторонах, то, звичайно, для визначення одного пункту тріангуляції достатньо було б мати дві сторони (не враховуючи, зрозуміло, вихідних сторін). Отже, для визначення m пунктів необхідно мати $2m$ сторін. Тоді кількість синусних умов r_2 , що дорівнює кількості надлишково шуканих сторін, визначається за формулою

$$r_2 = s - 2m. \quad (6.29)$$

Кількість кутових умов r_1 можна визначити як різницю між кількістю всіх незалежних умов r і кількістю синусних умов r_2 , тобто

$$r_1 = r - r_2,$$

або, враховуючи (8.28) і (8.29),

$$r_1 = n - s. \quad (6.30)$$

Використовуючи формули (6.28), (6.29) і (6.30), можна перевірити правильність виконаного графічним способом підрахунку кількості незалежних умов за видами. Застосовуючи ці формули до тріангуляції, зображеної на рис. 170, отримаємо:

кількість усіх умов

$$r = n - 2m = 20 - 8 = 12;$$

кількість синусних умов (у даному прикладі полюсів і базисів)

$$r_2 = s - 2m = 11 - 8 = 3;$$

кількість кутових умов (фігур, горизонту і дирекційних кутів)

$$r_1 = n - s = 20 - 11 = 9.$$

Стосовно тріангуляції, зображеної на рис. 171, отримаємо:

$$r = n - 2m = 9 - 2 = 7;$$

$$r_2 = s - 2m = 3 - 2 = 1;$$

$$r_1 = n - s = 9 - 3 = 6.$$

Як бачимо, результати графічного і аналітичного підрахунків кількості незалежних умов збігаються.

Наведені формули (6.28) – (6.30) не є загальними. Вони використовуються лише для геодезичних мереж, вихідні дані яких представлені координатами, а виміряні величини – кутами.

На практиці ж дуже часто вимірюються не тільки кути або напрямки, але й базиси, азимути, а також довжини сторін. У цьому випадку для підрахунку кількості незалежних умов, що виникають у геодезичній мережі, можна користуватися формулами, запропонованими І.М. Герасімовим. Їх виведення ґрунтується на таких міркуваннях.

Положення геодезичного пункту на поверхні визначається двома незалежними елементами мережі (кут, сторона, абсциса і ордината тощо). Будь-який надлишковий незалежний елемент (вихідний або виміряний – однаково) викликає одну незалежну умову. Отже, слід визначити кількість усіх невідомих незалежних елементів (вихідних і виміряних) і відняти кількість необхідних елементів, тобто при вирівнюванні кутів

$$R = N - 2M, \quad (6.31)$$

де R – кількість усіх незалежних умов, що виникають у мережі;

N – кількість усіх відомих незалежних елементів (абсцис і ординат, виміряних кутів, сторін, азимутів і т. ін);

M – кількість усіх пунктів (вихідних і шуканих).

Кількість незалежних кутових умов R_1 дорівнює кількості надлишкових орієнтувань у мережі. Звичайно, для визначення R_1 необхідно знати загальну і необхідну кількість орієнтувань.

У загальну або відому кількість орієнтувань, крім вихідних дирекційних кутів, необхідно включати виміряні азимути, а також виміряні кути, оскільки кожний кут дає незалежне орієнтування будь-якої сторони. Кожна сторона

мережі повинна бути орієнтована так, щоби необхідна кількість орієнтувань дорівнювало кількості всіх сторін.

Отже,

$$R_1 = P - S_1, \quad (6.32)$$

де R_1 – кількість незалежних кутових умов; P – кількість відомих орієнтувань (вихідних дирекційних кутів, виміряних азимутів, кутів і т. ін.); S_1 – кількість необхідних орієнтувань, що дорівнює кількості всіх сторін мережі (вихідних і шуканих).

Кожний пункт визначається на поверхні двома лінійними елементами: вихідний – абсцисою і ординатою; шуканий – двома обчисленими або виміряними сторонами. Будь-який надлишковий лінійний елемент викликає незалежну синусну умову.

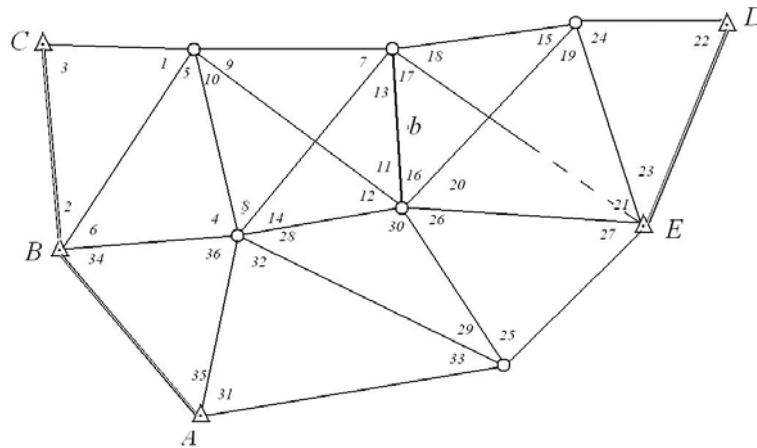


Рис. 172. До прикладу аналітичного визначення кількості незалежних умов

Отже, кількість незалежних синусних умов R_2 можна обчислити за формулою

$$R_2 = S_2 - 2M, \quad (6.33)$$

де S_2 – кількість усіх відомих лінійних елементів (абсцис і ординат вихідних пунктів, обчислюваних і виміряних сторін); M – кількість всіх пунктів.

Контролем аналітичного визначення кількості кутових і синусних умов служить рівність

$$R_1 + R_2 = R. \quad (6.34)$$

Нехай у мережі, зображеній на рис. 172, пункти A, B, C, D і E – вихідні, на пункті F виміряний азимут, окрім того, виміряна одна сторона b і кути, позначені цифрами. Тоді матимемо

всього відомих незалежних елементів:

вихідних координат	$2 \times 5 = 10$
виміряних кутів	36
виміряних сторін	1
виміряних азимутів	1
	$N = 48$
необхідних елементів	$2M = 2 \times 11 = 22$
усіх незалежних умов	$R = N - 2M = 26$

усього відомих орієнтувань:

вихідних дирекційних кутів	3
виміряних кутів	36
виміряних азимутів	1
	$P = 40$
необхідних орієнтувань (кількість всіх сторін)	$S_1 = 23$
кутових умов	$R_1 = P - S_1 = 17$

всього відомих лінійних елементів:

вихідних абсцис і ординат	$2 \times 5 = 10$
обчислюваних сторін	$= 20$
виміряних сторін	$= 1$
	$S_2 = 31$
необхідних лінійних елементів	$2M = 2 \times 11 = 22$
синусних умов	$R_2 = S_2 - 2M = 9$
контроль	$17 + 9 = 26$

Необхідно мати на увазі, що формули (6.31) – (6.33) не є універсальними, оскільки не дають правильної відповіді, якщо в геодезичну мережу, яка вирівнюється включені пункти, відстеженні напрямки з яких є односторонніми (наприклад, пункти, визначені зворотними засічками).

Якщо в тріангуляції вирівнюються не кути, а напрямки, то кількість необхідних елементів складе $3M$ замість $2M$, як це було при вирівнюванні кутів, позаяк на кожній станції один напрямок необхідний для орієнтування всього пучка напрямку.

Отже, формула (6.31) для визначення кількості всіх незалежних умов при вирівнюванні напрямків матиме вигляд

$$R' = N' - 3M, \quad (6.35)$$

де N' – кількість усіх незалежних відомих елементів мережі (абсцис і ординат, виміряних напрямків, сторін, азимутів і т. ін.).

Орієнтуючі напрямки входять до числа необхідних елементів, тому кількість кутових умов R'_I визначається за формулою

$$R'_I = P' - S_I - M, \quad (6.36)$$

де P' – кількість відомих орієнтувань (вихідних дирекційних кутів, виміряних азимутів і напрямків).

Підрахунок кількості синусних умов при вирівнюванні напрямків здійснюється за тією ж формулою (6.33), що і при вирівнюванні кутів.

17. Обчислення допустимих вільних членів умовних рівнянь

Під допустимими величинами вільних членів умовних рівнянь прийнято розуміти граничні помилки тих функцій, за якими обчислюються фактичні значення вільних членів. Виходячи з цього, виводяться формули для обчислення допустимих вільних членів умовних рівнянь полюсів, базисів і дирекційних кутів.

17.1. Умова полюса

Для виведення формули допустимого вільного члена умовного рівняння полюса $(\omega_n)_{\text{доп}}$, за аналогією з форму-

лою (6.16), запишемо у загальному вигляді функцію ω_n , за якою обчислюються вільні члени полюсів

$$\omega_n = (\lg \sin A_1 + \lg \sin A_3 + \dots + \lg \sin A_{n-1}) - \\ - (\lg \sin A_2 + \lg \sin A_4 + \dots + \lg \sin A_n),$$

де A_1, A_2, \dots, A_n – виміряні кути.

Замінивши десяткові логарифми цього рівняння через натуральні за формулою

$$\lg \sin A = M \cdot \ln \sin A,$$

де M – модуль Бриггових (десятичних) логарифмів, отримаємо

$$\omega_n = M [(\ln \sin A_1 + \ln \sin A_3 + \dots + \ln \sin A_{n-1}) - \\ - (\ln \sin A_2 + \ln \sin A_4 + \dots + \ln \sin A_n)].$$

Здійснивши диференціювання отриманого рівняння за аргументами A_1, A_2, \dots, A_n і замінивши диференціали істинними помилками, будемо мати

$$\Delta \omega_n = M [(\operatorname{ctg} A_1 \cdot \Delta A_1 + \operatorname{ctg} A_3 \cdot \Delta A_3 + \dots + \operatorname{ctg} A_{n-1} \cdot \Delta A_{n-1})$$

–

$$- (\operatorname{ctg} A_2 \cdot \Delta A_2 + \operatorname{ctg} A_4 \cdot \Delta A_4 + \dots + \operatorname{ctg} A_n \cdot \Delta A_n)].$$

У цьому рівнянні $\Delta A_1, \Delta A_2, \dots, \Delta A_n$ – істинні помилки кутів у радіанній мірі. Якщо ж виразити їх в секундах дуги, знаючи, що

$$\Delta A = \frac{(\Delta A)''}{\rho''},$$

то

$$\Delta \omega_n = \frac{M \cdot \operatorname{ctg} A_1}{\rho''} (\Delta A_1)'' + \frac{M \cdot \operatorname{ctg} A_3}{\rho''} (\Delta A_3)'' + \dots - \\ - \frac{M \cdot \operatorname{ctg} A_2}{\rho''} (\Delta A_2)'' - \frac{M \cdot \operatorname{ctg} A_4}{\rho''} (\Delta A_4)'' - \dots \quad (6.38)$$

В рівнянні (6.38) вирази

$$\frac{M \cdot \operatorname{ctg} A_1}{\rho''}, \frac{M \cdot \operatorname{ctg} A_2}{\rho''}, \dots, \frac{M \cdot \operatorname{ctg} A_n}{\rho''} \quad (6.39)$$

являють собою зміни десятичних логарифмів синусів кутів, які відповідають зміні самих кутів на $1''$. Насправді,

$$\begin{aligned}\lg \sin A &= M \ln \sin A; \\ d \lg \sin A &= M \cdot \operatorname{ctg} A \cdot dA; \\ \Delta \lg \sin A &= \frac{M \cdot \operatorname{ctg} A}{\rho''} (\Delta A)'' ,\end{aligned}$$

а при $(\Delta A)'' = 1''$

$$\Delta \lg \sin A = \frac{M \cdot \operatorname{ctg} A}{\rho''} .$$

Позначивши зміни (6.39) відповідно через $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$ і враховуючи ці позначення в рівнянні (6.38), отримаємо

$$\Delta \omega_n = \beta_1 (\Delta A_1)'' + \beta_3 (\Delta A_3)'' + \dots + \beta_{n-1} (\Delta A_{n-1})'' - \beta_2 (\Delta A_2)'' - \beta_4 (\Delta A_4)'' - \dots - \beta_n (A_n)'' .$$

Переходячи тепер від співвідношення істинних помилок функції і аргументів до відповідних співвідношень квадратичних помилок, знайдемо

$$m_n^2 = \beta_1^2 \mu_1^2 + \beta_2^2 \mu_2^2 + \beta_3^2 \mu_3^2 + \dots + \beta_n^2 \mu_n^2 , \quad (6.40)$$

де m_n і μ – середні квадратичні помилки відповідно функції ω_n і вимірювання кута A .

Вважаючи помилки вимірювання кутів рівними між собою, тобто $\mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = \dots = \mu_n = \mu$, рівняння (6.40) можна перетворити в таке:

$$m_n = \mu \sqrt{[\beta^2]} . \quad (6.41)$$

Вважаючи $(\omega_n)_{\text{доп}} = 2.5 m_n$, остаточно отримаємо формулу для визначення допустимої величини вільного члена умовного рівняння полюса

$$(\omega_n)_{\text{доп}} = 2.5 \mu \sqrt{[\beta^2]} , \quad (6.42)$$

де μ – середня квадратична помилка вимірювання кута.

17.2. Умова базисів

Для виведення формули допустимого вільного члена умовного рівняння базисів $(\omega_s)_{\text{доп}}$ подібно до виразу (6.24), запишемо в загальному вигляді функцію, за якою обчислюється вільний член цього рівняння базисів (позначивши

при цьому всі зв'язкові кути порядковими номерами від 1 до n),

$$\omega_s = \lg S_1 + \lg \sin A_1 + \lg \sin A_3 + \dots - \lg S_2 - \lg \sin A_2 - \lg \sin A_4 - \dots, \quad (6.43)$$

де S_1 і S_2 – вихідні сторони тріангуляції.

Диференціюючи рівняння (6.43) і замінивши диференціали істинними помилками, отримаємо

$$\Delta \omega_s = \Delta \lg S_1 + \frac{M \operatorname{ctg} A_1}{\rho''} (\Delta A_1)'' + \frac{M \operatorname{ctg} A_3}{\rho''} (\Delta A_3)'' + \dots + \Delta \lg S_2 - \frac{M \operatorname{ctg} A_2}{\rho''} (\Delta A_2)'' - \frac{M \operatorname{ctg} A_4}{\rho''} (\Delta A_4)'' - \dots$$

Переходячи зараз від істинних помилок функції і аргументів до їх середніх квадратичних помилок і позначивши зміни логарифмів синусів відповідних кутів через $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \dots, \beta_n$, знайдемо

$$m_b^2 = m_{s_1}^2 + \beta_1^2 \mu_1^2 + \beta_3^2 \mu_3^2 + \dots + m_{s_2}^2 + \beta_2^2 \mu_2^2 + \beta_4^2 \mu_4^2 + \dots,$$

а вважаючи, що

$$m_{s_1} = m_{s_2} = m_s \text{ і } \mu_1 = \mu_2 = \dots = \mu_n = \mu,$$

отримаємо

$$m_b = \pm \sqrt{2m_s^2 + \mu^2 [\beta\beta]}.$$

Приймаючи $(\omega_s)_{\text{дон}} = 2.5m_b$, отримаємо формулу для визначення допустимої величини вільного члена умовного рівняння базису

$$(\omega_s)_{\text{дон}} = \pm 2.5 \sqrt{\mu^2 [\beta\beta] + 2m_s^2}, \quad (6.44)$$

де m_s – середня квадратична помилка довжини вихідної сторони тріангуляції в одиницях логарифма.

17.3. Умова дирекційних кутів

Для виведення формули допустимого вільного члену умовного рівняння дирекційних кутів $(\omega_\alpha)_{\text{доп}}$ аналогічно

(6.19) запишемо у загальному вигляді функцію, за якою він обчислюється,

$$\omega_{\alpha} = \alpha_1 \pm A_1 \pm A_2 \pm \dots \pm A_n - \alpha_2, \quad (6.45)$$

де α_1 і α_2 – вихідні дирекційні кути.

Далі, розмірковуючи аналогічно тому, як і при виведенні допустимих вільних членів умовних рівнянь полюса і базиса, можна отримати

$$(\omega_{\alpha})_{\text{дон}} = \pm 2.5 \sqrt{n \mu^2 + 2 m_{\alpha}^2}, \quad (6.46)$$

де m_{α} – середня квадратична помилка вихідного дирекційного кута (азимута);

n – кількість кутів, що беруть участь в обчисленні вільного члена умовного рівняння дирекційних кутів.

18. Лінійні виміри в аналітичних мережах

Вимірювання – процес порівняння певної величини з іншою однорідною з нею величиною, яка прийнята за одиницю вимірювання.

В геодезії одиницею довжини є метр.

Існують два способи вимірювання довжин ліній на місцевості – безпосередній та опосередкований.

За своїм призначенням міри довжини поділяють на три основні групи:

- еталони одиниці вимірювання довжин;
- зразкові міри;
- робочі міри довжини.

Еталони одиниці вимірювання довжин є основною мірою довжини в країні.

Еталони виготовляють для постійного збереження і відтворення прийнятої одиниці довжини.

У 1889 році був виготовлений і затверджений 31 еталон метра. Еталон № 6 прийнятий як міжнародний. Решта еталонів були розподілені по жеребкуванню між країнами, які підписали метричну конвенцію. Росія отримала два еталона метра – № 11 і № 28. Останній (№ 28) сьогодні є держа-

вним еталоном довжини в Росії і зберігається в НДІ метрології ім. Менделєєва в Санкт-Петербурзі.

Зразкові міри виготовляють дуже ретельно, порівнюють з еталоном, обережно зберігають і використовують тільки для порівняння з робочими вимірювальними приладами. Довжина зразкової міри порівнюється з еталоном при визначеній температурі, яка вказується в паспорті зразкової міри.

Робочі міри довжини і робочі вимірювальні прилади призначені для вимірювання довжин ліній на місцевості. Їх справжня довжина визначається із порівняння зі зразковими мірами.

Для вимірювання ліній на місцевості застосовують: мірні стрічки, рулетки, інварні дроти, оптичні віддалеміри, світловіддалеміри, радіовіддалеміри та ін.

До 1984 року всі прилади для вимірювання довжин ліній поділяли на три групи: геодезичні, топографічні і технічні. З 1 січня 1984 року був уведений новий ДЕСТ 19223 – 82 «Світловіддалеміри геодезичні. Загальні технічні умови». Були передбачені такі світловіддалеміри: Г – геодезичні, для вимірювання довжин у ДГМ; П – прикладної геодезії і маркшейдерії; Т – топографічні, призначені для вимірювання довжин у геодезичних мережах згущення і топографічних зйомках.

Таблиця 33

Технічні вимоги до світловіддалемірів

Група	a , мм	b , мм	Межі вимірювання D , км	
			нижня	верхня
Г	5; 10	1; 2	0.5	15 – 50
П	0.3; 0.5; 1.2	0.5; 1; 2; 3	0.002	0.1 – 3
Т	5; 10	2 ; 3 ; 5	0.002	1 – 15

Допустиме значення середньої квадратичної помилки визначено формулою

$$m_D = a + b \cdot 10^{-6} D,$$

де a і b – коефіцієнти (табл.33).

18.1. Основні методи вимірювання довжин ліній

Визначення віддалей з допомогою електромагнітних хвиль можливе тому, що ці хвилі розповсюджуються з кінцевою швидкістю. Якщо виміряти проміжок часу, за який електромагнітні хвилі пройшли шлях d , то можна визначити її довжину за відомою з фізики формулою

$$d = v \cdot \tau,$$

де τ – час проходження хвилями шляху d ;

v – швидкість розповсюдження електромагнітних хвиль.

Швидкість електромагнітних хвиль велика – біля 300 000 км/с. Тому проміжки часу проходження хвилями ліній, які зустрічаються в геодезичних роботах, дуже малі. Так лінію довжиною 12 км електромагнітні хвилі проходять за $4 \cdot 10^{-5} \text{с} = 40 \text{ мкс}$. Для визначення цього проміжку часу потрібно зафіксувати моменти проходження хвилями початку та кінця шляху, тобто віддалені між собою точки. Це важко зробити при такому малому проміжку часу та потрібній точності його визначення (приблизно $1 \cdot 10^{-10} \text{с} = 0.1 \text{ нс}$).

Набагато простіше визначити такий малий проміжок часу, коли його початок і кінець фіксується практично в одній точці. Це можливе, коли електромагнітні коливання проходять вимірювану лінію двічі: в прямому напрямку і зворотному. Тому на одному кінці ліній хвилі повинні відбиватися. Тоді довжина лінії S , яку ми вимірюємо, дорівнює половині шляху електромагнітних хвиль. Якщо хвилі проходять весь шлях за час τ , то довжина лінії буде

$$S = \frac{d}{2} = \frac{v \cdot \tau}{2}. \quad (6.47)$$

Тепер неважко уявити, з яких основних вузлів складаються електронні віддалеміри. Очевидно, що на одному кінці А вимірюваної лінії є передавач електромагнітних хвиль, їх приймач та вимірювальний пристрій, а на другому кінці В – відбивач. Ці вузли віддалеміра є основними.

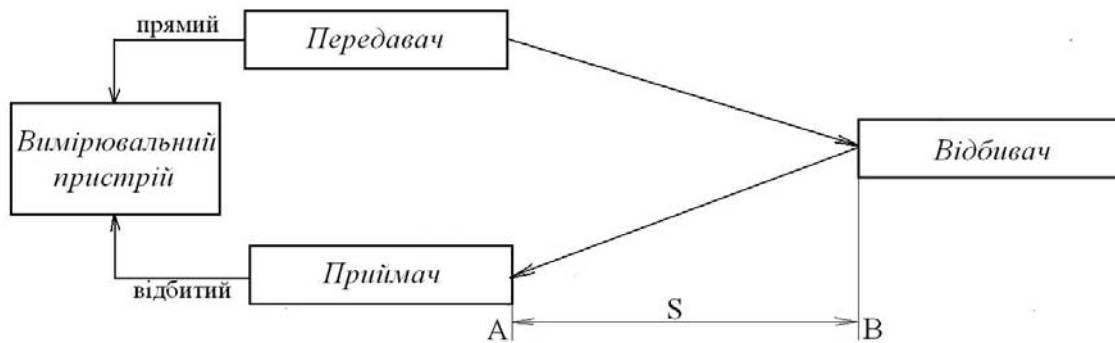


Рис.173. Основні вузли електронного віддалеміра

Замість проміжку часу τ можна виміряти зміну відомої функції часу, яка відбулася за час дворазового проходження хвилями вимірюваної лінії. Це приводить до змін у конструкції та функціонуванні віддалеміра. У зв'язку з тим класифікацію методів вимірювання ліній за допомогою електромагнітних хвиль проводять за тією фізичною величиною, зміну якої визначає вимірювальний пристрій. Розрізняють три основні методи: часовий, фазовий і частотний.

Часовий метод найбільш наочний. При цьому методі передавач випромінює імпульси електромагнітних коливань. Тому його нерідко називають імпульсним. Невелику частину кожного імпульсу, випромінюваного передавачем у напрямі відбивача, подають на вимірювальний пристрій. Цю частину називають прямими, або опорними, імпульсами. Основна частина імпульсів двічі проходить вимірювану лінію: від передавача до відбивача і від відбивача до

приймача, який їх приймає і передає на вимірювальний пристрій.

Вимірювальний пристрій визначає час τ запізнення приходу на нього відбитих імпульсів відносно прямих. Визначивши час τ , за формулою (6.47) обчислюють довжину вимірюваної лінії. Ця формула є основною формулою часового методу.

Фазовий метод вимірювання вимагає того, щоб передавач віддалеміра безперервно випромінював уздовж лінії гармонічні коливання. Це група періодичних коливань, які описуються рівняннями

$$x = A \cdot \cos(2 \pi f t + \varphi_0), \text{ або } x = A \cdot \sin(2 \pi f t + \varphi_0),$$

де A – амплітуда гармонічного коливання, а аргумент косинуса або синуса – його поточна фаза, яка є лінійною функцією часу і визначає стан гармонічно змінюваної величини в момент часу t . Фаза вимірюється в кутових величинах. Величину φ_0 називають початковою фазою. Її значення зумовлене вибором початку відліку часу. Фаза коливань пропорційна до частоти коливань. Частота f – це кількість циклів коливань, які здійснюються за одну секунду. Частота коливань є обернено пропорційною до періоду коливання: $T = 1/f$. Період – це час, за який здійснюється один повний цикл коливання.

Коливання, які випромінює передавач, проходять вимірювану лінію, відбиваються, другий раз проходять лінію і приймаються приймачем. Коливання з приймача та частота коливань, що випромінює передавач, тобто прямі та відбиті коливання, й надходять на вимірювальний пристрій, роль якого у фазовому методі виконує фазометр. Він вимірює різницю фаз коливань, які потрапляють на нього.

Знайдемо залежність між вимірюваною різницею фаз та довжиною лінії S . Для цього запишемо рівняння фаз коливань, які надходять на фазометр у момент часу t . Фаза прямих коливань, які випромінює передавач.

$$\varphi_n = 2\pi f t + \varphi_0,$$

де f – частота випромінювання коливань, або вимірювальна частота, а φ_0 – їх початкова фаза. В цей же момент часу на фазометр ідуть коливання з приймача. Вони випромінювалися передавачем раніше на проміжок часу $\tau = 2S/v$. Тому їх фаза

$$\varphi_{\epsilon} = 2\pi f(t - \tau) + \varphi_0.$$

Різниця фаз прямих і відбитих коливань

$$\Delta\varphi = \varphi_n - \varphi_{\epsilon} = 2\pi f\tau. \quad (6.48)$$

Як бачимо, різниця фаз пропорційна часу τ та вимірювальній частоті. Виразимо в (6.48) час τ через S з (6.47) і визначимо довжину вимірюваної лінії

$$S = \frac{\Delta\varphi}{2\pi} \cdot \frac{v}{2f}. \quad (6.49)$$

Отриманий вираз називають основною формулою фазового методу.

Частотний метод може ґрунтуватися на двох різних принципах: один – на використанні частотно модульованих несучих коливань, а другий – ефекту Допплера.

В першому варіанті цього методу несучу частоту модулюють так, щоб вона змінювалась згідно з лінійним законом, тобто так, щоб була простою залежність між зміною частоти та часом, за який ця зміна відбулася. Половина періоду частоти модуляції несучих коливань $T/2 = 1/2f$ повинна бути більшою від часу проходження електромагнітними хвилями подвійної лінії у всьому радіусі дії віддалеміра, тобто $T/2 > 2S_{\max}/v$. Коливання, які два рази пройшли вимірювану лінію, приймач приймає і разом із частотою прямих коливань передає їх на вимірювальний пристрій (рис. 173). У вимірювальному пристрої визначають різницю частот прямих і відбитих коливань, тобто

$$\Delta f = f_n - f_{\epsilon},$$

де f_n – частота коливань, які випромінює передавач у момент часу t , а f_e – частота коливань, які приймає приймач у цей же момент часу. Різниця частот залежить від довжини лінії або часу τ .

Вимірювана відстань визначається за формулою

$$S = \frac{v \cdot \Delta f}{8 \cdot F \cdot f}. \quad (6.50)$$

Це основна формула частотного методу при модуляції несучих коливань за законом трикутника.

Варіант частотного методу з модульованими коливаннями застосовують у радіовисотомірах, а також у системах м'якої посадки космічних апаратів.

Другий варіант частотного методу базується на ефекті Доплера. Його використовують тільки в тих випадках, коли віддаль між передавачем і приймачем швидко змінюється. Він передбачає, що рухомий передавач безперервно випромінює електромагнітні коливання постійної частоти f_n . Отже, при цьому методі не модулюють коливань, які випромінює передавач.

Нерухомий приймач на поверхні землі приймає ці коливання, оскільки віддаль між передавачем і приймачем швидко змінюється від частоти випромінюваних передавачем коливань. Ця зміна частоти є виявленням ефекту Доплера. Визначається за формулою

$$f_n - f_e = f_d = \pm f_e \frac{V}{v}. \quad (6.51)$$

Різниця частот f_d коливань, випромінюваних передавачем, і тих, які проходять до приймача, називають частотою Доплера. Цю різницю вимірює частотомір на наземній станції віддалеміра.

Схема доплерівського віддалемірного пристрою відрізняється від загальної схеми електронного віддалеміра. В ньому нема відбивача, а передавач і приймач розташовані на віддалі S : передавач може бути встановленим на літаку,

кораблі, або на супутнику, а приймач – на наземній станції (рис. 174). Слід зазначити, що доплерівський віддалемір може працювати також із відбивачем. Але в наш час частотний метод, який базується на ефекті Доплера, широко застосовують у супутникових системах, в яких відбивач відсутній.

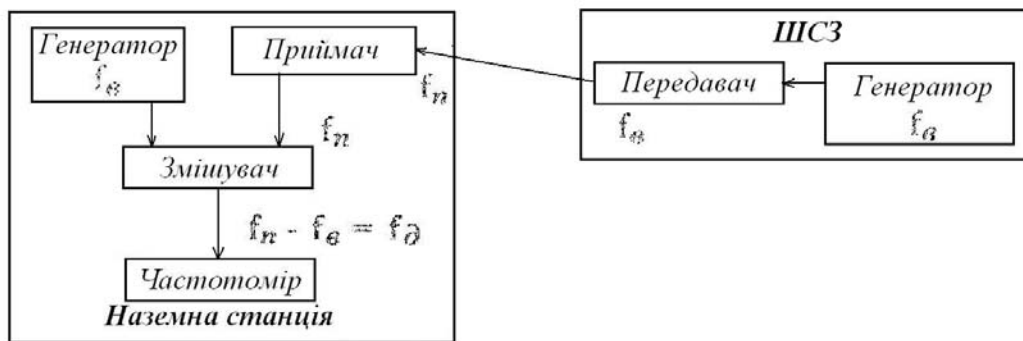


Рис. 174. Схема доплерівського віддалемірного пристрою

18.2. Коротка характеристика світловіддалемірів

18.2.1. Характерні особливості віддалемірів першого покоління

При створенні світловіддалемірів першого покоління використовувалися пристрої, якими фізики визначали швидкість світла. Характерна особливість цих віддалемірів полягає в тому, що в них різницю фаз $\Delta\phi$ визначали оптичними фазометрами на частоті модуляції світла, тобто на високій частоті. В перших світловіддалемірах, які виготовлялися за кордоном, різниця фаз визначалася парафазним способом. У перших віддалемірах, які виготовлялися в СРСР, застосовувався інший фазометр – компенсаційна комірка Керра.

Першим віддалеміром з компенсаційною коміркою був віддалемір СВВ 1, який виготовлявся серійно з 1953 р. Конструкція його була простою і вдалою. тому віддалемір

практично без змін використовувався більше десяти років. На основі цього віддалеміра в СРСР було сконструйовано декілька топографічних віддалемірів. З кінця 60-х рр. велись роботи над підвищенням точності та збільшенням радіуса дії світловіддалеміра СВВ 1, а також над автоматизацією процесу вимірювань та обчислень. Результатом цих робіт став світловіддалемір СГ 3, який є прототипом сучасних світловіддалемірів – напівавтоматів групи Г.

Віддалеміри першого покоління розвиваються, і їх конструюють до сьогодні. Вони найточніші з сучасних віддалемірів. Тільки віддалеміри першого покоління бувають двохвильовими, тобто в них реалізовано дисперсійний спосіб визначення швидкості несучих коливань.

Зазначимо, що віддалеміри першого покоління – це складні та дорогі вимірювальні прилади. Але їх високі вимірювальні якості компенсують ці недоліки.

Світловіддалемір СГ 3 мав такі характеристики:

- радіус дії: вдень – 5...20 км, уночі – 0.5...30 км;
- СКП віддалі – $4\text{мм} + 1 \cdot 10^{-6} \text{ S}$;
- маса комплекту – 160 кг.

Віддалемір ДСВД1200 сконструйований у лабораторії геодезичних вимірів Єреванського політехнічного інституту під керівництвом Р.А. Мовсисяна. Він призначений для виконання високоточних розмічувальних і монтажних робіт при будівництві спеціальних інженерних споруд, а також для спостережень за деформаціями, тобто він є віддалеміром групи П.

Технічна характеристика:

- радіус дії – 0.5...250 м;
- СКП результату вимірювань – $0.25\text{ мм} + 1 \cdot 10^{-6} \text{ S}$;
- маса комплекту – 30 кг.

В Національній фізичній лабораторії Великобританії з 1961 р. К.Д. Фрум і Р.Г. Бредзель працювали над створенням високоточного світловіддалеміра з компенсаційним

способом вимірювання різниці фаз. Було сконструйовано декілька прототипів цього віддалеміра. З 1973 р. швейцарська фірма Керн (Аарау) і британська фірма КОМ-РАД розпочали серійне виготовлення віддалеміра, названого Меккометром Ме 3000.

Це високоточний віддалемір, який можна віднести до групи П. Ним вимірюють лінії довжиною до 3 км з точністю $0.2 \text{ мм} + 1 \cdot 10^{-6} \text{ S}$. Маса приладу 16 кг.

Новішою моделлю є Меккометр Ме 5000. Його виготовляє фірма Керн. Він істотно відрізняється від попередньої моделі. Джерелом світла в ньому служить гелій-неоновий лазер, який працює безперервно. Компенсаційна комірка Поккельса має тільки один кристал, який виконує функцію модулятора і демодулятора, як у ДВСД 1200. Перетворення світлового потоку, отриманого з компенсаційної комірки, у фотострум відбувається не у ФЕП, а у фотодіоді. Ці зміни дозволили збільшити радіус дії віддалеміра. Ним вимірюють лінії від 20 м до 8 км. Точність результату вимірювань – $0.2 \text{ мм} + 0.2 \cdot 10^{-6} \text{ S}$. Маса прийомопередавача віддалеміра Ме 5000 – 11 кг.

Англійська фірма КОМ-РАД, починаючи з 1982 р., серійно виготовляє високоточні світловіддалеміри, які названо Геоменсорами. Вони розроблені на основі Меккометра Ме 3000, але принцип дії подібний до Меккометрів Ме 5000. Ці віддалеміри працюють в імпульсному режимі.

Геоменсори CR 204 вимірюють довжини ліній від 10 м до 5 км із точністю $0.1 \text{ мм} + 0.5 \cdot 10^{-6} \text{ S}$. Вони складаються з прийомопередавача, відбивача, метеорологічних здавачів та допоміжного обладнання. Маса приладу – 26 кг.

Основною перешкодою на шляху підвищення точності вимірювання довжин ліній геодезичними світловіддалемірами є обмежена точність визначення швидкості несучих коливань за результатами метеорологічних спостережень, які виконують на кінцях ліній. Проведення метеорологіч-

них спостережень у декількох точках на шляху промінів між прийомопередавачем і відбивачем дає підвищення точності вимірювання ліній, але цей шлях дорогий і важкий з організаційної точки зору. Світловіддалеміри, в яких використано дисперсійний метод визначення середньоінтегрального показника заломлення повітря вздовж лінії за різницею оптичних шляхів різного кольору, що проходять цю лінію, називають двоухвильовими. Для цих віддалемірів потрібні джерела світла, випромінювання яких мають дві або три різні довжини хвиль.

Двоухвильові світловіддалеміри за радіусом дії та точністю можна віднести до віддалемірів групи геодезичних.

Перший двоухвильовий світловіддалемір Геогран 1 був сконструйований 1975 р. у Національній фізичній лабораторії Англії. Він працює на п'яти вимірювальних частотах, вимірює лінії до 20 км із точністю $3 \cdot 10^{-7} \text{S}$.

Новішою моделлю є Геогран 2. Радіус дії віддалеміра до 50 км, маса – 25 кг.

Двоухвильовий віддалемір, названий Терраметром LDM 2, виготовляє фірма Терра технологі (США). Його радіус дії від 0.5 до 20 км, точність вимірювання - $1 \cdot 10^{-7} \text{S}$. Маса комплексу – приблизно 175 кг.

Отже, світловіддалеміри першого покоління, хоч історично виникли першими, але ще і тепер широко використовуються. Вони – найточніші сучасні віддалеміри. Процес вимірювань і обчислень у них суттєво автоматизований. Віддалеміри першого покоління використовують тільки для високоточних інженерно-геодезичних робіт та для створення державних мереж. Вони не є приладами широкого вжитку як, наприклад, топографічні віддалеміри, тому їх виготовляють тільки невеликими партіями.

18.2.2. Характерні особливості світловіддалемірів другого покоління

У результаті використання електроніки у світловіддалемірній техніці появилися віддалеміри другого покоління. Суттєвими удосконаленнями, які тут введені, є зниження частоти коливань перед вимірюваннями різниці фаз і застосування електронних фазометрів замість оптичних. З точки зору фазового методу основною цінністю цього способу зниження частоти є те, що при ньому зберігається різниця фаз коливань.

У цих віддалемірах світло моделюють тільки за інтенсивністю. Фотоелектронний помножувач служить у них перетворювачем відбитого світлового потоку у фотострум і сигнальним змішувачем. Різницю фаз визначають приладово. Багатозначність виключають тільки багатоступеневим способом із посереднім визначенням фазових домірів.

Джерела світла в них можуть бути різні. Тому і радіус дії віддалемірів другого покоління теж різний. Віддалеміри другого покоління бувають як топографічними так і геодезичними. Прецензійних віддалемірів цього покоління нема.

До позитивних властивостей віддалемірів другого покоління слід віднести їх високу завадостійкість. Але, незважаючи на це, вони стають безперспективними, бо процес вимірювань у них автоматизувати не вдається.

Першим топографічним віддалеміром другого покоління, який виготовлявся серійно, був віддалемір ЕОК 2000 німецької фірми «Карл Цейсс» (Йена). Він послужив зразком для виготовлення інших топографічних віддалемірів. При сприятливих умовах віддалеміром можна вимірювати лінії до 2.5 км.

До геодезичних віддалемірів другого покоління належить Гранат. Він появився в результаті модернізації співробітниками ЦНДІГАіК у Москві світловіддалеміра Кварц. Світловіддалемір Гранат випускають невеликими партіями

з 1983 р. Радіус дії приладу від 0.1 до 20 км. СКП результату вимірювання $5 \text{ мм} + 1 \cdot 10^{-6} \text{ S}$. Маса комплексу 140 кг, приладу – 13 кг.

На початку 50-х років XX століття почали займатися розробкою світловіддалемірів, в яких різниця фаз вимірюється аналоговим фазометром на низькій частоті. Перший прототип такого віддалеміра створив А. Б'єрхаммер (Швеція). Але серійний випуск віддалемірів другого покоління першою розпочала німецька фірма VEB «Карл Цейсс» (Йена) віддалеміром EOS в 1965 р. Шведська фірма AGA Geotronics почала виготовляти такі віддалеміри в 1967 р.

Першим віддалеміром другого покоління цієї фірми була шоста модель Геодиметра. В ньому вперше застосовано коаксіальну приймально-передавальну оптичну систему.

У перших віддалемірах цієї моделі джерелом світла була лампа розжарювання. Тому вони вимірювали лінії довжиною тільки до 3 км удень, а вночі – до 15 км. Для збільшення приблизно в два рази радіуса дії віддалеміра в ньому пізніше застосували ртутні лампи. Від 1975 р. у цьому віддалемірі джерелом світла став газовий лазер, що ще збільшило його радіус дії до 25 км удень і вночі. Точність вимірів залежить від кількості виконаних прийомів або часу проведення вимірювань. Якщо вимірювання проводити 1 хв, то отримаємо точність $10 \text{ мм} + 1 \cdot 10^{-6} \text{ S}$, 3 хв – $5 \text{ мм} + 1 \cdot 10^{-6} \text{ S}$, 30 хв – $1 \text{ мм} + 1 \cdot 10^{-6} \text{ S}$.

Від 1977 року фірма виготовляє віддалемір Геодиметр 600, в якому використано для модуляції світла комірку Погкельса замість комірки Керра. Завдяки цьому радіус дії віддалеміра зріс до 40 км. Всі інші характеристики залишились такими, як у попередньому варіанті віддалеміра.

Восьма модель Геодиметра одержала визнання у всьому світі. Його використовують при створенні геодезичних мереж і на геодинамічних полігонах. Радіус дії віддалеміра

– від 15 м до 60 км. Точність результату вимірювання – $5 \text{ мм} + 1 \cdot 10^{-6} \text{S}$.

18.2.3. Характерні особливості світловіддалемірів третього покоління

Основною ознакою приналежності світловіддалеміра до третього покоління є застосування цифрового фазометра для вимірювання різниці фаз. Фазові вимірювання тут, як і у віддалемірів другого покоління, виконують на низькій частоті.

Перші віддалеміри третього покоління відрізнялись від віддалемірів другого покоління тільки тим, що в них аналоговий фазометр був замінений цифровим і були введені найпростіші елементи автоматизації.

У віддалемірах зараз використовують тільки інтегруючі фазометри.

До світловіддалемірів третього покоління належить 2СМ2. Це світловіддалемір-напівавтомат. Його комплект складають прийомопередавач, два призмові відбивачі, електронний блок, зарядний пристрій із блоком живлення, метеорологічні прилади, допоміжне й запасне обладнання. Радіус дії – від 2 до 2000 м. СКП вимірювання лінії одним прийомом – 2 см. Маса комплекту – 70 кг.

На основі віддалеміра 2СМ2 сконструйовано прецизійний віддалемір третього покоління, який виготовлявся невеликими партіями з 1978 р. Перші віддалеміри мали марку ДК 001, а пізніші – СП 03. Радіус його дії – від 0.5 до 500 м. СКП результату вимірювання одним прийомом складав $0.8 \text{ мм} + 1.5 \cdot 10^{-6} \text{S}$. Маса комплекту – 24 кг.

Світловіддалемір СТ 5 називають теж «Блеск», або 3СМ2. Радіус дії – від 0.2 до 5000 м. СКП результату вимірювання одним прийомом – $10 \text{ мм} + 5 \cdot 10^{-6} \text{S}$. Маса комплекту – 60 кг.

Світловіддалемір 2СТ10, топографічний світловіддалемір-напіваавтомат. Радіус дії – від 2 до 10 000 м. СКП результату вимірювань однією програмою – $5 \text{ мм} + 3 \cdot 10^{-6} S$. Маса комплексу – 24 кг.

18. 3. Електронно-оптичні та електронні тахеометри

При проведенні найбільш поширених геодезичних робіт, а саме створенні мереж полігонометричних і теодолітних ходів, топографічному зніманні, винесенні проектів у натуру, потрібно виконувати паралельно кутові й лінійні вимірювання. Тому більшість сучасних топографічних віддалемірів сконструйовано так, щоб їх можна було встановити не тільки на штатив, а й і на теодоліт, отримуючи в такий спосіб збірний (модульний) електронно-оптичний або електронний тахеометр. Одночасно з цим уже від 70-х років почали створювати тахеометри, які конструктивно об'єднують у собі теодоліт і світловіддалемір.

Віддалемірна частина сучасного тахеометра – це, найчастіше, віддалемір третього покоління, в якому процес вимірювань істотно автоматизований, результат видається на табло або записується в кодах. Автоматичне опрацювання результатів вимірювання довжин ліній виконує мікроЕОМ, яка конструктивно об'єднана з іншими частинами тахеометра.

Кутомірною частиною в тахеометрах служать оптичні або електронні теодоліти. Коли кутомірною частиною є оптичний теодоліт, то тахеометр називають електронно-оптичним. Кути в ньому визначають мануально-візуальним способом. Значення кутів не в кодовій формі, тому їх потрібно вводити в пам'ять мікроЕОМ з допомогою клавіатури.

Тахеометри з електронною системою визначення кутів називають електронними. В них віддалі й кути отримують у кодовій формі і вони безпосередньо передаються для об-

числень у мікроЕОМ. На табло висвітлюються виміряні віддалі, горизонтальні й вертикальні кути, горизонтальні проекції ліній і перевищення. Коли ввести відповідні вихідні дані, то можна отримати поправку в довжину лінії на метеорологічні умови, приростки координат, перевищення, координати і висоти пунктів, а також інші функції виміряних величин.

До електронних та електронно-оптичних тахеометрів під'єднують реєстратори або електронні журнали вимірювань, в яких записують отримані результати. А в камеральних умовах ці результати переписують у персональні комп'ютери для подальших обчислень.

Нові тахеометри мають вмонтовані пристрої для реєстрації результатів вимірювань. Такі тахеометри називають реєструючими. Вони є першою ланкою автоматизованих систем топографічного знімання місцевості. Крім цього, реєструючі електронні тахеометри застосовують у різних інженерно-геодезичних вимірюваннях та під час згущення геодезичних мереж. Електронні тахеометри дуже зручні в роботі й істотно підвищують продуктивність праці геодезиста.

До електронно-оптичних тахеометрів належить тахеометр Та 5. Він складається з кутомірної та віддалемірної частин і мікроЕОМ. Кутомірна частина – це оптичний шкаловий теодоліт із зоровою трубою прямого зображення. Індекс вертикального круга самовстановлюється. Горизонтальні та вертикальні круги скляні, розділені на 400 поділок. Відліки кругів виконують візуально з допомогою оптичного мікроскопа. Ця частина тахеометра виготовлена на основі номограмного тахеометра ТаН. Віддалемірна частина виготовлена на базі світловіддалеміра СТ 5, в якому значна частина процесу вимірювань виконується автоматично. Джерелом світла є напівпровідниковий лазер, модуляція інтенсивності світлового потоку внутрішня. Відда-

лемірна частина працює в двох режимах: ТОЧНО і ГРУБО. В режимі ТОЧНО вимірювальна частота 14.9855 МГц, а в режимі ГРУБО – 149.855 кГц. Опорні коливання отримують діленням частоти вимірювальних коливань. Тому фаза коливань гетеродина автоматично підстроюється. Передач спрямовує на відбивач імпульси випромінювання лазера. Відбиті імпульси потрапляють на ФЕП, який виконує функцію схеми збіжності. Опорні й сигнальні імпульси надходять на інтегруючий цифровий фазометр. Їх частота проходження в режимі ТОЧНО – 1498.5 імп/с, а в режимі ГРУБО – 14.985 імп/с. Для визначення проміжку часу між моментом приходу опорного імпульсу і моментом приходу сигнального імпульсу лічильник рахує заповнюючі імпульси. Частота проходження заповнюючих імпульсів у режимі ТОЧНО – 7 492 500 імп/с, а в режимі ГРУБО – 1 498 500 імп/с. Середній результат у метрах із 1600 вимірювань висвітлюється на цифровому табло в режимі ТОЧНО з точністю до 1 мм.

У передавальній і приймальній оптичних системах віддалемірної частини та в зоровій трубі кутомірної частини є спільний об'єктив. Тому тахеометр має традиційний зовнішній вигляд.

У тахеометр вбудована мікроЕОМ із клавіатурою, яка дозволяє вводити виміряні значення горизонтального і вертикального кругів у міліграмах (mg). Поправку за метеорологічні умови в довжину лінії та поправку в зенітну віддаль вводять відповідними перемикачами. Вмонтована ЕОМ дає можливість обчислювати і виводити на табло нахилених віддалей з урахуванням відліку ОКЗ, зенітні віддалі, горизонтальні, вертикальні та дирекційні кути, горизонтальні прокладення ліній, перевищення та приростки координат.

У комплект тахеометра входять сам тахеометр, два однопризмові і один семипризмовий відбивачі, марки, аку-

муляторна батарея, розрядно-зарядний пристрій, метеорологічні прилади та допоміжне обладнання. Радіус дії – від 0.5 до 3000 м. СКП вимірювання: довжини лінії – 20 мм, горизонтальних кутів – 6", вертикальних – 11". Маса – 8 кг.

Використовуються тахеометри інших закордонних фірм.

Розглянемо будову електронного тахеометра на прикладі тахеометра Та 3 Агат. Він складається з електронної кутомірної частини та віддалемірної частини, яка є віддалеміром третього покоління. Цей тахеометр призначений для топографічної зйомки, створення мереж згущення та для вимірювань в інженерній геодезії.

У кутомірній частині використана імпульсна система визначення кутів. На горизонтальному і вертикальному скляних кругах нанесено 10 000 елементів квантування кута, тобто пар прозорого і непрозорого штрихів. Один елемент квантування відповідає куту 129.6".

Для визначення дробової частини елемента квантування допоміжна оптична система проектує ділянку круга, яка має приблизно 100 елементів квантування (тобто біля 3.6°), на діаметрально протилежну ділянку, збільшену в 1.01 разу та обернену на 180°. В результаті накладання зображення однієї ділянки круга на поділки діаметрально протилежної ділянки появляється ефект Муара, тобто виникають темні смуги, які є перпендикулярні до штрихів на крузі. При обертанні круга збільшене та повернуте зображення ділянки круга рухається назустріч штрихам на крузі. При цьому рухаються також смуги Муара в напрямку перпендикулярному до руху зображень ділянок круга. Переміщення однієї смуги на місце найближчої сусідньої, тобто один повний період зміни картини Муара, відбувається при переміщенні круга на половину елемента квантування, тобто приблизно на 65". Картина Муара оптичною системою проектується на фотодіод, з якого при обертанні круга

отримуємо електронні імпульси. Кожний імпульс виникає при зміні картини Муара на один період, тобто при обертанні круга на $65''$, або на половину елемента квантування. Підрахована лічильником кількість імпульсів, що виникли при обертанні круга, в кодовій формі пересилається в мікроЕОМ для обчислення грубого значення кута з точністю до половини елемента квантування.

Визначення дробової частини половини елемента квантування, тобто отримання точного значення кута, здійснюють так званим фазовим інтерполятором, який працює так, як цифровий фазометр. Точне значення кута в секундах передається в мікроЕОМ тахеометра.

Кутомірна частина обладнана системою автопідстроювання, яка забезпечує стабільність його роботи при зміні температури, виключає помилки, які викликаються роз'юстуванням оптичної частини, зміною характеристик елементів електронної схеми.

Система визначення горизонтальних і вертикальних кутів в тахеометрі однакова. При цьому вертикальний круг обладнаний індексом, який самовстановлюється, що виключає вплив нахилу вертикальної осі тахеометра.

Віддалемірна частина є імпульсно-фазовим віддалеміром, який виготовлений на основі віддалеміра СТ 5.

МікроЕОМ складається з мікропроцесора, пристроїв з'єднання з давачами горизонтального і вертикального кутів та довжини лінії, панелі керування з клавіатурою, зовнішньої пам'яті та пристрою для виведення інформації в нагромаджувач. В мікроЕОМ використовують такі програми: обчислення зенітних віддалей, горизонтальних кутів, нахилених віддалей, горизонтальної проекції, перевищення та приростків координат. При цьому є чотири варіанти комплексу програм. Один з них передбачає роботи з рухомим відбивачем, тобто роботу в режимі відстеження. Радіус дії приладу – від 0.5 до 3000 м. СКП результатів

вимірювань: довжини лінії – $10 \text{ мм} + 5 \cdot 10^{-6} S$, горизонтального кута – $4''$, вертикального кута – $6''$. Маса тахеометра – 8.7 кг.

У виробництві використовуються різні електронні тахеометри відомих фірм Німеччини, Швеції, Швейцарії, Японії тощо.

19. Визначення координат допоміжних пунктів

Визначення планових координат точок знімальної мережі може здійснюватись аналітичним або графічним способами. Аналітичний спосіб основний. Він може застосовуватись самостійно або в поєднанні з графічним способом, але перехід від графічного способу визначення точок до аналітичного не допускається.

Визначення планових координат точок знімальної мережі аналітичним способом може виконуватись:

- методом тріангуляції;
- методом полігонометрії;
- методом трилатерації;
- різними засічками (кутовими, лінійними й азимутальними);
- комбінованим способом з вимірюванням віддалей світловіддалеміром, радіовіддалеміром, електронним віддалеміром та іншими видами віддалемірів і визначенням астрономічних (гіроскопічних) азимутів.

Лінійною засічкою планове положення точок зйомочної мережі визначають за трьома або двома вихідними пунктами.

Кутовими засічками планові координати точок зйомочної мережі визначають: прямою засічкою з трьох вихідних пунктів, комбінованою засічкою – за трьома пунктами, зворотною – за чотирма пунктами. Кути при шуканих точках не повинні бути більше 160° і менше 20° .

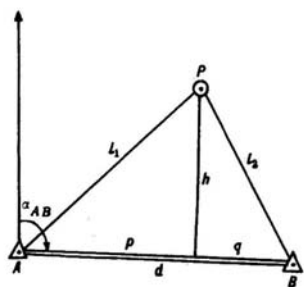
Визначення планових координат точок знімальної мережі може виконуватися з використанням астрономічних азимутів, отриманих з астрономічних спостережень або методом гіроскопічного орієнтування. При цьому необхідно від азимуту перейти до дирекційного кута.

Планові координати точок шляхом вимірювання азимутів можна визначити зворотною азимутальною засічкою за двома і трьома вихідними пунктами.

Планові координати точок можна також визначити комбінованим способом із вимірюванням відстаней електронними приладами, наприклад шляхом побудови лінійно-азимутального ланцюга або оберненою лінійною засічкою за одним вихідним пунктом із вимірюванням азимуту на шуканій точці.

19. 1. Лінійні засічки

19.1.1. Обчислення координат точки визначеної лінійною засічкою за двома вихідними пунктами



Вихідні дані:

x_a, y_a, x_b, y_b – координати вихідних пунктів.

l_1, l_2 – виміряні відстані, редуковані на площину проекції Гаусса,

α_{AB} – дирекційний кут.

Шукані величини:

x_p, y_p – координати шуканої точки.

Робочі формули:

$$\left. \begin{aligned} x_p &= x_a + p \cdot \cos \alpha + h \cdot \sin \alpha \\ y_p &= y_a + p \cdot \sin \alpha - h \cdot \cos \alpha \end{aligned} \right\} \text{якщо } l_1 < l_2$$

$$\left. \begin{aligned} x_p &= x_e - q \cdot \cos \alpha + h \cdot \sin \alpha \\ y_p &= y_e - q \cdot \sin \alpha - h \cdot \cos \alpha \end{aligned} \right\} \text{якщо } l_1 > l_2;$$

$$p = \frac{1}{2} \cdot \frac{(l_1^2 - l_2^2 + d^2)}{2}; \quad q = \frac{1}{2} \cdot \frac{(-l_1^2 + l_2^2 + d^2)}{d};$$

$$\sin \alpha = \frac{y_B - y_A}{d}; \quad \cos \alpha = \frac{x_B - x_A}{d};$$

$$h = \pm \sqrt{l_1^2 - p^2} = \pm \sqrt{l_2^2 - q^2}; \quad d = \sqrt{(x_B - x_A)^2 + (y_B - y_A)^2}.$$

Контроль: $p + q = d$, $l_1 = \sqrt{(x_P - x_A)^2 + (y_P - y_A)^2}$.

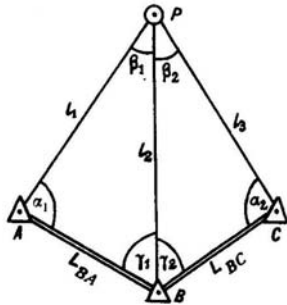
Величина h буде мати знак “+”, якщо шукана точка p знаходиться зліва від базису AB , і знак “-“, якщо вона знаходиться праворуч від нього.

Приклад:

Позначення	З пункту А	Позначення	З пункту В
x_a	6 206 771.7	x_b	6 248 539.0
y_a	7 487 670.3	y_b	7 647 598.0
l_1	154 970.0	l_2	173 152.0
$l_{1(\text{контр})}$	154 969.0	$d_{(\text{контр})}$	165 292.1
D	165 292.1		
P	64 599.5	q	160 692.6
h	140 863.8	h	140 863.8
$\sin \alpha$	0,967 546	$\cos \alpha$	0,252 693
x_p	6 359 387.7	y_p	7 514 578.0

19.1.2. Обчислення координат точки визначеної лінійною засічкою за трьома вихідними пунктами

Вихідні дані:



$$\left. \begin{array}{l} x_a, y_a \\ x_b, y_b \\ x_c, y_c \end{array} \right\} \text{прямокутні координати вихідних}$$

пунктів;

l_1, l_2, l_3 – виміряні відстані, редуковані на площину в проекції Гаусса.

Шукані величини: x_p, y_p – координати шуканого пункту.

Робочі формули:

1. Визначення відстаней d_1 і d_2 та дирекційних кутів α_{BA} і α_{BC} :

$$d_1 = \sqrt{(x_b - x_a)^2 + (y_b - y_a)^2}; \quad \text{arctg} \alpha_{BA} = \frac{y_a - y_b}{x_a - x_b};$$

$$d_2 = \sqrt{(x_c - x_b)^2 + (y_c - y_b)^2}; \quad \text{arctg} \alpha_{BC} = \frac{y_b - y_c}{x_b - x_c}.$$

2. Обчислення кутів при відповідних вершинах трикутників:

$$\begin{array}{c} \Delta APB \\ \cos \beta_1 = \frac{l_1^2 + l_2^2 - d_1^2}{2 \cdot l_1 \cdot l_2}, \end{array}$$

$$\cos \alpha_1 = \frac{l_1^2 + d_1^2 - l_2^2}{2 \cdot l_1 \cdot d_1},$$

$$\cos \gamma_1 = \frac{l_2^2 + d_1^2 - l_1^2}{2 \cdot l_2 \cdot d_1},$$

$$\begin{array}{c} \Delta BPC \\ \cos \beta_2 = \frac{l_2^2 + l_3^2 - d_2^2}{2 \cdot l_2 \cdot l_3}, \end{array}$$

$$\cos \gamma_2 = \frac{l_2^2 + d_2^2 - l_3^2}{2 \cdot l_2 \cdot d_2},$$

$$\cos \alpha_2 = \frac{l_3^2 + d_2^2 - l_2^2}{2 \cdot l_3 \cdot d_2}.$$

3. Обчислення координат шуканого пункту:

$$x_P = x_B + \frac{q_1 \cdot \sin \alpha_{BC} - q_2 \cdot \sin \alpha_{BA}}{\sin \alpha_{BC} - \sin \alpha_{BA}},$$

$$y_P = y_B + \frac{q_2 \cdot \cos \alpha_{BA} - q_1 \cdot \cos \alpha_{BC}}{\sin \alpha_{BC} - \sin \alpha_{BA}},$$

$$q_1 = \frac{d_1^2 - l_1^2 + l_2^2}{2 \cdot d_1}, \quad q_2 = \frac{d_2^2 + l_2^2 - l_3^2}{2 \cdot d_2}.$$

Приклад:

1. Обчислення відстаней і дирекційного кута.

Позначення	Числові значення	Позначення	Числові значення	Позначення	Числові значення
x_a	6 083 059.32	x_b	6 076 872.22	x_c	6 071 640.58
y_a	4 524 490.10	y_b	4 519 626.02	y_c	4 528 716.94
$\text{tg}\alpha_{BA}$	+ 0,7860678	$\text{tg}\alpha_{BC}$	- 1,7376328	---	---
α_{BA}	38° 10' 11''	α_{BC}	119° 55' 13''	---	---
d_1	7869.79	d_2	10 488.78	---	---
l_1	7 637.62	l_2	12 744.67	l_3	9602.10
---	---	$l_2(\text{контр})$	12 744.76	---	---

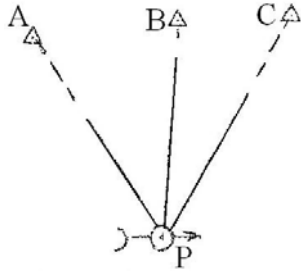
2. Обчислення кутів трикутників і координат шуканого пункту.

Позначення	Числові значення	Позначення	Числові значення	Позначення	Числові значення
$\cos \beta_1$	0.814 446	$\cos \alpha_1$	- 0.342095	$\cos \gamma_1$	0,8238494
β_1	35° 28' 03''	α_1	110° 00' 16''	γ_1	34° 31' 41''
$\cos \beta_2$	0,5908548	$\cos \alpha_2$	0,197530	$\cos \gamma_2$	0,674170
β_2	53° 46' 56''	α_2	78° 36' 27''	γ_2	47° 36' 37''
Q_1	10 548.37	q_2	8592.00	---	---
x_p	6 080 744.84	---	---	---	---
y_p	4 531 768.79	---	---	---	---

Контроль: $\beta_1 + \alpha_1 + \gamma_1 = 180^\circ 00' 00''$,
 $\beta_2 + \alpha_2 + \gamma_2 = 180^\circ 00' 00''$.

19. 2. Азимутальні засічки

19.2.1. Обчислення координат точки визначеної оберненою азимутальною засічкою за трьома вихідними пунктами



Вихідні дані:

X_a, Y_a

X_b, Y_b координати вихідних пунктів;

X_c, Y_c

$\alpha_{AP}, \alpha_{BP}, \alpha_{CP}$ – дирекційні кути, отримані на основі гіроскопічних вимірювань.

Шукані величини: X_p, Y_p – координати шуканої точки.

Робочі формули:

$$X_p = \frac{X_a \cdot \operatorname{tg} \alpha_{AP} - X_b \cdot \operatorname{tg} \alpha_{BP} + Y_b - Y_a}{\operatorname{tg} \alpha_{AP} - \operatorname{tg} \alpha_{BP}}$$

$$Y_p = \frac{Y_a \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{AP} - Y_b \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{BP} + X_b - X_a}{\operatorname{ctg} \alpha_{AP} - \operatorname{ctg} \alpha_{BP}};$$

$$Y_p = (X_p - X_a) \cdot \operatorname{tg} \alpha_{AP} + Y_a; \quad X_p = (Y_p - Y_a) \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{AP} + X_a;$$

$$Y_p = (X_p - X_b) \cdot \operatorname{tg} \alpha_{BP} + Y_b; \quad X_p = (Y_p - Y_b) \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{BP} + X_b;$$

$$X_p = \frac{X_b \cdot \operatorname{tg} \alpha_{BP} - X_c \cdot \operatorname{tg} \alpha_{CP} + Y_c - Y_b}{\operatorname{tg} \alpha_{BP} - \operatorname{tg} \alpha_{CP}};$$

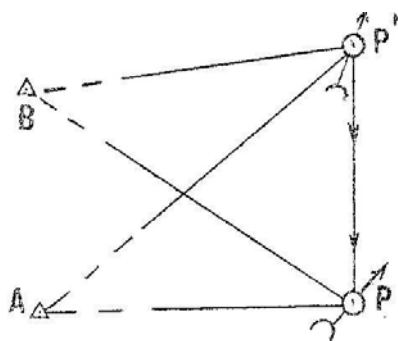
$$Y_p = (X_p - X_b) \cdot \operatorname{tg} \alpha_{BP} + Y_b;$$

$$Y_p = (X_p - X_c) \cdot \operatorname{tg} \alpha_{CP} + Y_c.$$

Приклад обчислення:

Позна- чення	Числові значення	По- зна- чен- ня	Числові значення	Позна- чення	Числові значення	Позна- чен- ня	Числові значення
Xa	6 111 000.00	Ya	7 600 000.00	Xp	6 112 999.77	Yp	7 606 001.24
α_{ap}	71° 34' 14"	α_{ap}	71° 34' 14"	Xa	6 111 000.00	Ya	7 600 000.00
$tg\alpha_{ap}$	+3.000961	$ctg\alpha_{ap}$	+0.333227	$tg\alpha_{ap}$	+3.000961	$ctg\alpha_{ap}$	+0.333227
Xb	6 116 500.00	Yb	7 603 000.00	Ya	7 600 000.00	Xa	6 111 000.00
α_{bp}	139° 23' 20"	α_{bp}	139° 23' 20"	Yp	7 606 001.23	Xp	6 112 999.78
$tg\alpha_{bp}$	- 0.857 440	$tg\alpha_{bp}$	- 1.166 262	Xp	6 112 999.77	Yp	7 606 001.24
Yb	7 603 000.00	Xb	6 116 500.00	Xb	6 116 500.00	Yb	7 603 000.00
Ya	7 600 000.00	Xa	6 111 000.00	$tg\alpha_{bp}$	-0.857 440	$ctg\alpha_{bp}$	-1.166 262
$tg\alpha_{ap}-$ $tg\alpha_{bp}$	+3.858 401		+1.499 489	Yb	7 603 000.00	Xb	6 116 500.00
Xp	6 112 999.77	Yp	7 606 001.24	Yp	7 606 001.24	Xp	6 112 999.77
Xb	6 116 500.00	Yc	7 610 000.00	Xp	6 113 000.40	Xp	6 112 999.77
$tg\alpha_{bp}$	-0.857 440	Yb	7 603 000.00	Xb	6 116 500.00	Xc	6 119 000.00
Xc	6 119 000.00	$tg\alpha_{bp}-$ $tg\alpha_{cp}$	-1.524 034	$tg\alpha_{bp}$	-0.857 440	$tg\alpha_{cp}$	+0.666 594
α_{cp}	213° 41' 14"	Xp	6 113 000.40	Yb	7 603 000.00	Yc	7 610 000.00
$tg\alpha_{cp}$	+0.666 594			Yp	7 606 000.70	Yp	7 606 000.28
		Xp сер.	6 112 999.93	Yp сер.	7 606 000.94		

19.2.2. Обчислення координат точки визначеної оберненою азимутальною засічкою за двома вихідними пунктами



Вихідні дані:

Xa, Ya ,
Xb, Yb – координати вихідних пунктів

α_{AP}, α_{BP} ,

$\alpha_{AP}', \alpha_{BP}'$ – дирекційні кути, отримані
 $\alpha_{PP'}, \alpha_{P'P}$ на основі гіроскопічних вимірювань

Координати точки, визначеної азимутальною засічкою за двома вихідними пунктами, обчислюють за формулами тангенсів (котангенсів) дирекційних кутів (див. обч. попередньої задачі). При цьому спочатку знаходять із одного трикутника – координати допоміжної точки P'. Вважаючи обчисленні значення координат допоміжної точки P' вихідними, обчислюють друге значення координат шуканої

точки Р. Потім знаходять середні значення координат шуканої точки.

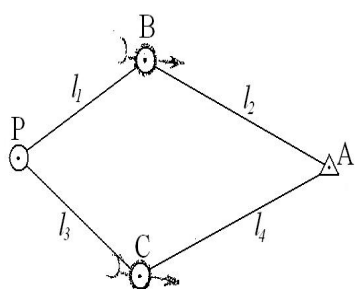
Зразок запису:

Назва вершин	X	Y	Назва ліній	Дирекційні кути
A	6 111 000.0	7 600 000.0	AP	63° 23' 46"
B	6 116 500.0	7 603 000.0	BP	164 03 07
			AP'	52 35 41
			BP'	150 50 25
			P'P	191 18 16
			PP'	11 18 16
ΔABP				
P	6 113 002.0	7 603 997.0		
ΔABP'				
P'	6 114 252.0	7 604 252.0	Pсер.	
ΔPAP'			X	6 113 003.0
P	6 113 004.0	7 604 000.0	Y	7 603 998.5

19. 3. Комбінований спосіб

19.3.1. Обчислення координат точки визначеної комбінованим способом

лінійно-азимутальний ланцюг



Вихідні дані:

l_1, l_2, l_3, l_4 – виміряні лінії;

$\alpha_{AB}, \alpha_{BP}, \alpha_{AC}, \alpha_{CP}$ – дирекційні кути сторін ланцюга, отримані на основі гіроскопічних вимірювань;

X_a, Y_a – координати вихідної точки.

Шукані величини: X_p, Y_p – координати

шуканої точки.

Робочі формули:

1. Обчислення приростків координат:

$$\Delta X_{AB} = l_2 \cdot \cos \alpha_{AB}; \quad \Delta X_{BP} = l_1 \cdot \cos \alpha_{BP};$$

$$\Delta Y_{AB} = l_2 \cdot \sin \alpha_{AB}; \quad \Delta Y_{BP} = l_1 \cdot \sin \alpha_{BP};$$

$$\Delta X_{AC} = l_4 \cdot \cos \alpha_{AC}; \quad \Delta X_{CP} = l_3 \cdot \cos \alpha_{CP};$$

$$\Delta Y_{AC} = l_4 \cdot \sin \alpha_{AC}; \quad \Delta Y_{CP} = l_3 \cdot \sin \alpha_{CP};$$

2. Обчислення координат точок ланцюга:

$$X_p = X_a + \Delta X_{ab} + \Delta X_{bp}; \quad X_p = X_a + \Delta X_{ac} + \Delta X_{cp};$$

$$Y_p = Y_a + \Delta Y_{ab} + \Delta Y_{bp}; \quad Y_p = Y_a + \Delta Y_{ac} + \Delta Y_{cp};$$

3. Обчислення нев'язки:

$$\omega_p = \sqrt{(\delta x)_p^2 + (\delta y)_p^2}, \text{ де}$$

$$(\delta x)_p = (x_p)_{\text{ПР.}} - (x_p)_{\text{ЛІВ.}},$$

$$(\delta y)_p = (y_p)_{\text{ПР.}} - (y_p)_{\text{ЛІВ.}}.$$

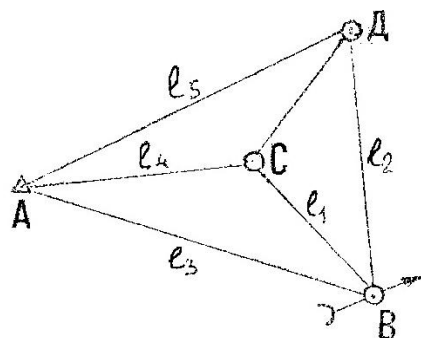
Обчислення координат точок ланцюга:

Назва вершин	Дирекційні кути	Довжини ліній	Δx	Δy	X	Y
A					6155127.90	6631116.80
	263°01'38"	2348.4	-285.09	-2331.03		
B					6154842.81	6628785.77
	257°37'35"	3757.8	-805.24	-3670.51		
P					6154037.57	6625115.26
A					6155127.90	6631116.80
	262°39'38"	2350.2	-300.23	-2330.94		
C					6154827.67	6628785.86
	257°50'48"	3754.3	-790.38	-3670.16		
P					6154037.29	6625115.70

Рсер. X= 6 154037.43 Y=6 625115.48 $\Delta x = 0.28$ $\delta y = -0.44$ $\omega = 0.52$

19.3.2. Обчислення координат точки визначеної комбінованим способом

(оберненою лінійною засічкою за одним вихідним пунктом)



Вихідні дані:

X_a, Y_a – координати вихідного пункту;

α_{bc}, α_{cd} – дирекційні кути, отримані на основі гіроскопічних вимірювань.

Шукані величини:

X_b, Y_b – координати шуканої точки.

Робочі формули:

1. Обчислення кутів трикутників здійснюється за формулами:

$$\begin{array}{ll} \triangle ACB & \triangle ADB \\ \cos A = \frac{l_3^2 + l_4^2 - l_1^2}{2 \cdot l_3 \cdot l_4}, & \cos A = \frac{l_5^2 + l_3^2 - l_2^2}{2 \cdot l_5 \cdot l_3}, \\ \cos C = \frac{l_4^2 + l_1^2 - l_3^2}{2 \cdot l_4 \cdot l_1}, & \cos D = \frac{l_2^2 + l_5^2 - l_3^2}{2 \cdot l_2 \cdot l_5}, \\ \cos B = \frac{l_1^2 + l_3^2 - l_4^2}{2 \cdot l_1 \cdot l_3}, & \cos B' = \frac{l_2^2 + l_3^2 - l_5^2}{2 \cdot l_2 \cdot l_3}. \end{array}$$

2. Обчислення кутових нев'язок:

$$\omega = (B' \pm B) - (\alpha_{BD} - \alpha_{BC}), \quad \omega_{\text{доп.}} = \pm 5'$$

3. Обчислення приростків координат виконується за формулами:

$$\begin{aligned} \Delta X_{CA} &= l_4 \cdot \cos \alpha_{CA}, \\ \Delta Y_{CA} &= l_4 \cdot \sin \alpha_{CA}. \end{aligned}$$

4. Обчислення координат точок:

$$\begin{aligned} X_b &= X_c + \Delta X_{ca} + \Delta X_{bc}, \\ Y_b &= Y_c + \Delta Y_{ca} + \Delta Y_{bc}. \end{aligned}$$

5. Обчислення нев'язок:

$$\begin{aligned} \delta X &= X_{B_1} - X_B, & \delta X_{\text{доп.}} &= 4\mu, \\ \delta Y &= Y_{B_1} - Y_B, & \delta Y_{\text{доп.}} &= 4\mu, \end{aligned}$$

де, μ -точність визначення планового положення точки (обирається з таблиць).

Приклад запису:

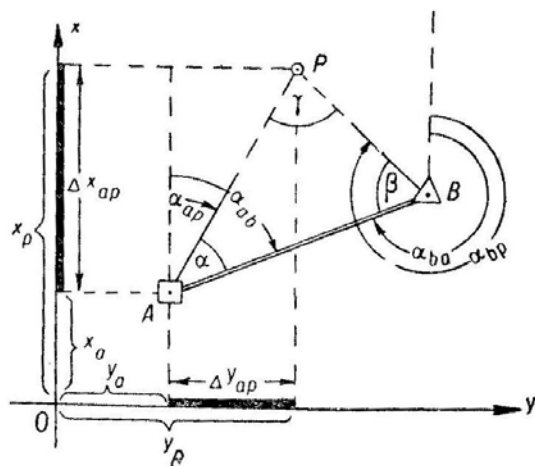
Назва вершин	Кути трикутників	Дирекційні кути	Довжини сторін	ΔX	ΔY	X	Y
$\triangle ACB$							
B	$61^{\circ}50'41''$					5680003.3	7607001.0
		$180^{\circ}00'00''$	1000.00	-1000.00	0		
C	111 25 20					5681003.3	7607001.0
		291 25 20	7520.00	-2746.66	+7000.47		
A	6 43 59					5683750.0	7600000.5
Σ	180 00 00						
$\triangle ADB$							
B	80 17 30					5680005.1	7607001.9
		18 26 00	1580.00	-1498.93	-499.60		
D	88 14 09					5681504.0	7607501.5
		286 40 09	7830.00	-2246.00	+7500.96		
A	11 28 21					5683750.0	7600000.5
Σ	180 00 00				$B_{\text{сеп.}}$	5680004.2	7607001.4

$$\Delta x = +1.73 \quad \delta y = +0.89 \quad \omega = 1.98$$

19. 4. Кутові засічки

19.4.1. Пряма засічка

19.4.1.1. Обчислення прямої засічки шляхом розв'язання прямих геодезичних задач



Нехай на пунктах А і В, координати яких відомі, виміряні горизонтальні кути α і β між вихідною стороною АВ і напрямками на шуканий пункт Р. Необхідно обчислити координати X_p і Y_p вихідного пункту.

Позначимо довжини сторін АР, АВ і ВР трикутника АВР відповідно через d_{ap} , d_{av} і d_{bp} , а дирекційні кути напрямків сторін – через α_{ap} , α_{av} , і α_{bp} .

Довжина вихідної сторони d_{av} і її дирекційний кут α_{av} звичайно бувають відомі з обчислень державної геодезичної мережі і містяться в каталозі геодезичних пунктів. Як-

що цих даних у каталозі немає, то вони можуть бути отримані шляхом обчислень за координатами вихідних пунктів за формулами оберненої геодезичної задачі.

Знаючи довжину вихідної сторони d_{AB} і прилеглі до неї кути α і β трикутника ABP , можна, користуючись теоремою синусів, обчислити довжини сторін d_{AP} і d_{BP} за формулами

$$d_{AP} = \frac{d_{AB}}{\sin \gamma} \cdot \sin \beta = \frac{d_{AB}}{\sin(\alpha + \beta)} \cdot \sin \beta;$$

$$d_{BP} = \frac{d_{AB}}{\sin \gamma} \cdot \sin \alpha = \frac{d_{AB}}{\sin(\alpha + \beta)} \cdot \sin \alpha;$$

За вихідним дирекційним кутом α_{AB} і виміряними кутами α і β легко знайти дирекційні кути α_{AP} і α_{BP} за такими формулами:

$$\alpha_{AP} = \alpha_{AB} - \alpha; \quad \alpha_{BP} = \alpha_{BA} + \beta.$$

Знаючи координати пунктів A і B , довжини сторін d_{AP} і d_{BP} та дирекційні кути α_{AP} і α_{BP} , можна обчислити координати пункту P за формулами прямої геодезичної задачі:

$$X_P = X_A + \Delta X_{AP} = X_A + d_{AP} \cdot \cos \alpha_{AP},$$

$$Y_P = Y_A + \Delta Y_{AP} = Y_A + d_{AP} \cdot \sin \alpha_{AP},$$

або

$$X_P = X_B + \Delta X_{BP} = X_B + d_{BP} \cdot \cos \alpha_{BP},$$

$$Y_P = Y_B + \Delta Y_{BP} = Y_B + d_{BP} \cdot \sin \alpha_{BP}.$$

Визначення пункту прямою засічкою з двох пунктів буде правильним тільки у тому випадку, якщо кути α і β трикутника ABP виміряні правильно і при обчисленні немає помилок.

Щоб забезпечити контроль і мати висновок про точність обчислених координат, засічки шуканих точок здійснюються не менш ніж із трьох вихідних пунктів.

Правильність обчислення двох значень загальної сторони $d_{вр}$, із двох трикутників є контролем вимірювання горизонтальних кутів, а також контролем цих трикутників.\

Приклад обчислення прямої засічки шляхом рішення прямих геодезичних задач:

1. Рішення трикутників:

Назва вершин	Назва кутів	Величина кута	Синуси кутів	Довж. сторін
		AB:sin γ_1 =	7 157.70	
P	γ_1	(120° 15' 33")	0.863 755	6 182.50
A	α_1	35 45 45	0.584 426	4 183.15
B	β_1	23 58 42	0.406 391	2908.82
		BC:sin γ_2 =	5149.65	
P	γ_2	(82° 07' 57")	0.990 587	5101.18
B	α_2	43 33 07	0.689 012	3548.17
C	β_2	54 18 56	0.812 242	4182.76

2.Розв'язки обернених геодезичних задач:

3.Розв'язки прямих геодезичних задач:

Пч. пункт 1	A	C	Вих. пункт 1	A	C
Кін. пункт 2	B	B	Визн. пункт 2	P	P
Y_2	7 580 202.11	7 580 202.11	α_{ab}, α_{cb}	297° 40' 30"	5° 12' 18"
Y_1	7 585 677.32	7 579 739.34	$-\alpha_1, +\beta_2$	-35 45 45	+54 18 56
$Y_2 - Y_1$	- 5 475.21	+ 462.77	α_{ap}, α_{cp}	261 54 45	59 31 14
X_2	6 411 279.24	6 411 279.24	$\alpha_{pa}-\alpha_{pc}=\gamma_1-\gamma_2$	202°	23' 31"
X_1	6 408 407.75	6 406 199.07	X_2	6 407 998.52	6 407 998.81
$X_2 - X_1$	+ 2 871.49	+ 5 080.17	X_1	6 408 407.75	6 406 199.07
$\arctg \alpha_{1,2}$	1.906 749	0.091 093	$X_2 - X_1$	- 409.23	+1 799.74
$\alpha_{1,2}$	62° 19' 30"	5° 12' 18"	$\cos \alpha_{1,2}$	- 0.140 685	+ 0.507 229
$\alpha_{1,2}$	297 40 30	5 12 18	d	2 908.82	3 548.17
$\sin \alpha_{1,2}$	0.885 596	0.090 719	$\sin \alpha_{1,2}$	- 0.990 054	+0.861 811
$\cos \alpha_{1,2}$	0.464 456	0.995 876	$Y_2 - Y_1$	-2 879.89	+ 3 057.85
d	6 182.51	5 101.14	Y_1	7 585 677.32	7579 739.34
d	6 182.48	5 101.21	Y_2	7 582 797.43	7582 797.17
$d_{сеп.}$	6 182.50	5 101.18	$X_{сеп.}$	6 407 998.66	
			$Y_{сеп.}$	7 582 797.30	

Правильність обчислення вихідних дирекційних кутів $\alpha_{ва}$ і $\alpha_{вс}$ та вимірювання горизонтального кута $\alpha_2 + \beta_1$ на пункті В можна проконтролювати за формулою:

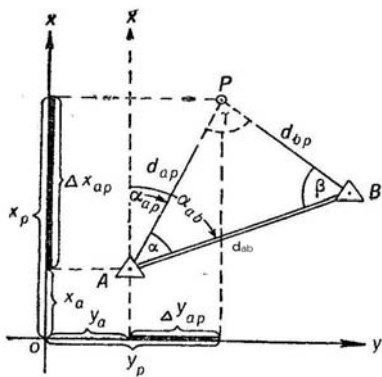
$$\alpha_2 + \beta_1 = \alpha_{BC} - \alpha_{BA}.$$

Правильність обчислення дирекційних кутів α_{ap} і α_{cp} контролюється рівнянням:

$$\gamma_1 + \gamma_2 = \alpha_{PA} - \alpha_{PC}, \text{ або } \gamma_1 + \gamma_2 = \alpha_{AP} - \alpha_{CP}.$$

Обчислення комбінованої засічки здійснюється аналогічно прямій. Різниця полягає лише в тому, що при кресленні трикутників обчислюють кути не на шуканих пунктах, як це має місце при обчисленні прямої засічки, а на вихідних.

19.4.1.2. Обчислення прямої засічки за формулами котангенсів кутів трикутника



Обчислення координат пункту Р, яке визначається прямою засічкою, можна здійснювати, не креслячи трикутників і не розв'язуючи прямих геодезичних задач, а користуючись виміряними кутами і координатами вихідних пунктів. Нехай дані координати пунктів А (x_a , y_a) і В (x_b , y_b) та кути α і β трикутника АВР. Необхідно обчислити координати X_p і Y_p шуканого пункту Р . Позначивши довжини сторін АР, ВР і АВ трикутника АВР відповідно через d_{ap} , d_{bp} і d_{ab} , а дирекційні кути напрямків цих сторін через α_{ap} , α_{bp} , і α_{ab} , можна записати:

$$X_p - X_a = d_{AP} \cdot \cos \alpha_{AP};$$

$$Y_p - Y_a = d_{AP} \cdot \sin \alpha_{AP}.$$

Для випадку, зображеного на рисунку:

$$\alpha_{AP} = \alpha_{AB} - \alpha,$$

тому

$$\begin{aligned} X_P - X_A &= d_{AP} \cdot [\cos \alpha_{AB} \cdot \cos \alpha + \sin \alpha_{AB} \cdot \sin \alpha], \\ Y_P - Y_A &= d_{AP} \cdot [\sin \alpha_{AB} \cdot \cos \alpha - \cos \alpha_{AB} \cdot \sin \alpha] \end{aligned}$$

Але у зв'язку з тим, що:

$$\cos \alpha_{AB} = \frac{X_B - X_A}{d_{AB}}, \text{ а } \sin \alpha_{AB} = \frac{Y_B - Y_A}{d_{AB}}, \text{ тому}$$

$$\begin{aligned} X_P - X_A &= d_{AP} \cdot \left(\frac{X_B - X_A}{d_{AB}} \cdot \cos \alpha + \frac{Y_B - Y_A}{d_{AB}} \sin \alpha \right), \\ Y_P - Y_A &= d_{AP} \cdot \left(\frac{Y_B - Y_A}{d_{AB}} \cdot \cos \alpha - \frac{X_B - X_A}{d_{AB}} \cdot \sin \alpha \right). \end{aligned}$$

Якщо у правих частинах отриманих рівнянь перенести за дужки множник $\sin \alpha / d_{ab}$, то

$$\begin{aligned} X_P - X_A &= \frac{d_{AP}}{d_{AB}} \cdot \sin \alpha \left[(X_B - X_A) \cdot \operatorname{ctg} \alpha + Y_B - Y_A \right], \\ Y_P - Y_A &= \frac{d_{AP}}{d_{AB}} \cdot \sin \alpha \left[(Y_B - Y_A) \cdot \operatorname{ctg} \alpha - X_B + X_A \right] \end{aligned}$$

Із трикутника АВР :

$$\frac{d_{AP}}{d_{AB}} = \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)},$$

отже,

$$\frac{d_{AP}}{d_{AB}} \sin \alpha = \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} \sin \alpha = \frac{\sin \alpha \cdot \sin \beta}{\sin \alpha \cdot \cos \beta + \cos \alpha \cdot \sin \beta} = \frac{1}{\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \beta}$$

Тому значення різниць координат $X_P - X_A$ і $Y_P - Y_A$ можна визначити за такими формулами:

$$X_P - X_A = \frac{(X_B - X_A) \cdot \operatorname{ctg} \alpha + Y_B - Y_A}{\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \beta},$$

$$Y_P - Y_A = \frac{(Y_B - Y_A) \cdot \operatorname{ctg} \alpha - X_B + X_A}{\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \beta}.$$

Якщо в цих формулах перенести X_A і Y_A в праву частину і здійснити зведення подібних членів, то отримаємо більш зручні формули для обчислення координат шуканого пункту:

$$X_P = \frac{X_A \cdot \operatorname{ctg} \beta + X_B \cdot \operatorname{ctg} \alpha + Y_B - Y_A}{\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \beta},$$

$$Y_P = \frac{Y_A \cdot \operatorname{ctg} \beta + Y_B \cdot \operatorname{ctg} \alpha + X_A - X_B}{\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \beta}, \text{ які інколи}$$

називають формулами Юнга.

При обчисленні координат за визначеними формулами необхідно дотримуватися порядку позначень, прийнятого при виведенні, а саме: якщо дивитися з вихідної сторони на шуканий пункт Р, то ліворуч повинен бути вихідний пункт А і кут α , а праворуч – пункт В та кут β . Якщо позначити вершини трикутника в іншому порядку, то формули змінюють свій вигляд.

Правильність обчислення координат шуканого пункту можна перевірити отриманням абсциси або ординати одного з вихідних пунктів, якщо вважати шуканий та другий із вихідних пунктів даними. Тоді для абсциси, наприклад, пункту В, будемо мати формулу:

$$X_B = \frac{X_P \cdot \operatorname{ctg} \alpha + X_A \cdot \operatorname{ctg} \gamma + Y_A - Y_P}{\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \gamma}, \text{ де } \gamma = 180^\circ - (\alpha + \beta).$$

Для забезпечення польового контролю координати пункту Р визначаються з трьох вихідних пунктів, тобто обчислюються двічі (з двох трикутників).

Приклад обчислення координат пункту:

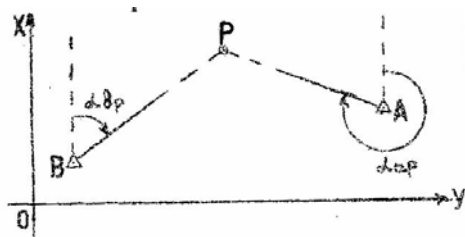
Назва пунктів	Кути	Значення кутів	X	Котангенси кутів	Y
				+0.805052	
P	γ_1	(120°15' 33")	6407998.49	-0.583397	7582797.44
A	α_1	35 45 45	6408407.74	+1.388449	7585677.32
B	β_1	23 58 42	6411279.22	+2.248325	7580202.14
		180 00 00		+3.636774	
		Контр. X_B	6411279.18		
				+1.190052	
P	γ_2	(82 07 57)	6407998.78	+0.138183	7582797.21
B	α_2	43 33 07	6411279.22	+1.051869	7580202.14
C	β_2	54 18 56	6406199.06	+0.718161	7579739.33
		180 00 00		+1.770030	
		Контр. X_B	6406199.05		
$P_{\text{сеп.}}$			6407998.64		7582797.32

Розбіжність у значеннях координат шуканого пункту, отриманих із різних трикутників, не повинна перевищувати визначеного для даного виду геодезичних робіт; вона є як польовим, так і обчислювальним контролем.

Порядок обчислення комбінованої засічки залишається такий самий, як і для прямої засічки.

19.4.1.3. Обчислення прямої засічки за формулами котангенсів дирекційних кутів

Якщо засічка здійснена з вихідних пунктів, між якими немає видимості, то в результаті польових вимірювань немає можливості отримувати кути трикутників. У цьому випадку координати шуканого пункту доцільно обчислювати безпосередньо за координатами вихідних пунктів і дирекційним кутом напрямків із вихідних на шукані пункти.



Нехай дані дирекційні кути α_{AP} і α_{BP} напрямків AP і BP та координати вихідних пунктів A і B. Необхідно визначити координати пункту P.

Із формул оберненої геодезичної задачі випливають такі рівняння :

$$X_P - X_A = (Y_P - Y_A) \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{AP}, \quad X_P - X_B = (Y_P - Y_B) \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{BP}.$$

Відраховуючи від першого рівняння друге та розкривши дужки, отримаємо:

$$X_A - X_B = Y_P \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{BP} - Y_B \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{BP} - Y_P \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{AP} + Y_A \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{AP},$$

або

$$X_A - X_B = Y_P \cdot (\operatorname{ctg} \alpha_{BP} - \operatorname{ctg} \alpha_{AP}) - Y_B \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{BP} + Y_A \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{AP},$$

звідси

$$Y_P = \frac{Y_B \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{BP} - Y_A \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{AP} + X_A - X_B}{\operatorname{ctg} \alpha_{BP} - \operatorname{ctg} \alpha_{AP}}.$$

Це рівняння не буде порушено, якщо до чисельника його правої частини додати і одночасно відняти один і той самий член : $Y_B \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{AP}$. Тоді:

$$Y_P = \frac{Y_B \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{BP} - Y_A \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{AP} + X_A - X_B + Y_B \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{AP} - Y_B \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{AP}}{\operatorname{ctg} \alpha_{BP} - \operatorname{ctg} \alpha_{AP}},$$

або

$$Y_P = \frac{Y_B \cdot (\operatorname{ctg} \alpha_{BP} - \operatorname{ctg} \alpha_{AP}) + (Y_B - Y_A) \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{AP} + X_A - X_B}{\operatorname{ctg} \alpha_{BP} - \operatorname{ctg} \alpha_{AP}},$$

отже,

$$Y_P = Y_B + \frac{(Y_B - Y_A) \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{AP} + X_A - X_B}{\operatorname{ctg} \alpha_{BP} - \operatorname{ctg} \alpha_{AP}}.$$

Отримавши з цього виразу ординату шуканої точки, обчислюють її абсцису за формулою

$$X_P = X_A + (Y_P - Y_A) \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{AP}.$$

Контроль обчислення шуканих координат можна здійснити додатковим обчисленням ординати точки Р за контрольною формулою

$$Y_P = Y_B - \frac{X_P - X_B}{\operatorname{ctg} \alpha_{BP}}.$$

Зазначимо: якщо величина $\operatorname{ctg} \alpha_{AP}$ є великим числом, то похибка заокруглення обчисленого значення ординати Y_P може викликати значну похибку абсциси X_P .

При визначенні абсциси X_P необхідно надавати перевагу тому дирекційному куту, котангенс якого менше. Отже, не однаково, який із вихідних пунктів вважати за пункт А. Через А позначається той вихідний пункт, напрямом з якого на шуканий пункт Р створює з віссю абсцис менш гострий кут.

Для контролю польових вимірювань і підвищення точності координат шуканого пункту отримують із трьох вихідних пунктів. Поєднуючи три напрямки по два, можна отримати три комбінації.

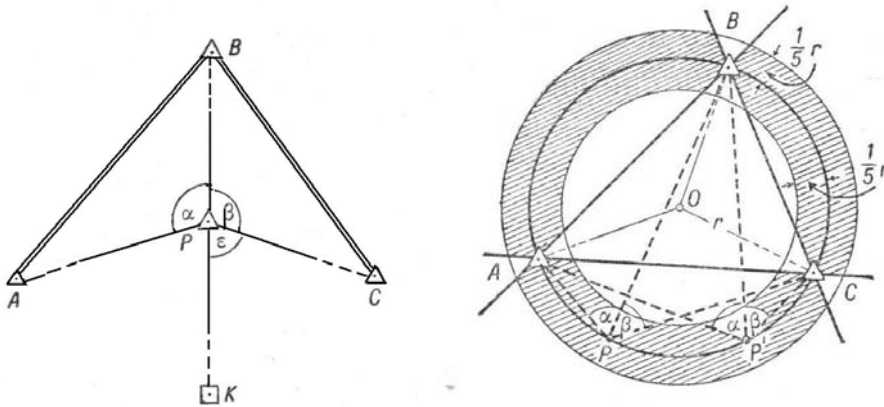
Приклад обчислення координат пункту:

Назва пунктів	Дирекційні кути α_{BP} α_{AP}	X_B $X_P - X_B$ X_P ΔX_{AP} X_A $X_A - X_B$	$\operatorname{ctg} \alpha_{BP}$ $\operatorname{ctg} \alpha_{AP}$ $\operatorname{ctg} \alpha_{BP} - \operatorname{ctg} \alpha_{AP}$	Y_B ΔY_{BP} Y_P $Y_P - Y_A$ Y_A $Y_B - Y_A$
В (Суха)		6411279.23		7580202.14
	141° 39' 12"	-3280.70	-1.264 101	+2595.28
Р		6407998.53		7582797.42
	261 54 45	-409.23	+0.142098	-2879.89
А (Горки)		6408407.76		7585677.31
		-2871.47	-1.406199	-5475.17
	Контроль		Y_P	7582797.42
В (Суха)		6411279.23		7580202.14
	141 39 12	-3280.45	-1.264101	+2595.08
Р		6407998.78		7582797.22
	59 31 15	+1799.71	+0.588555	+3057.85
А (Бор)		6406199.07		7579739.37
		-5080.16	-1.852656	+462.77
	Контроль		Y_P	7582797.23
Р	Середнє	6407998.66		7582797.32

Здебільшого обирають такі пари напрямків, кожна з яких створює на шуканому пункті кут, більш близький до 90° .

19.4.2. Обернена засічка

Визначення пункту оберненою засічкою, на відміну від прямої і комбінованої, здійснюється по кутах, виміряних тільки на шуканому пункті.



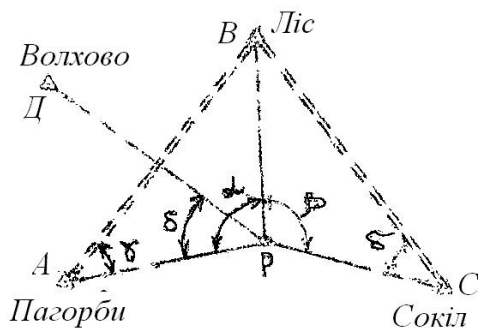
Для обчислення координат пункту Р необхідно мати як мінімум три вихідних пункти, наприклад А, В і С, та два виміряних кути α і β . Щоб перевірити правильність отриманих координат, окрім кутів α і β , вимірюють контрольний кут ϵ . Таким чином, для визначення одного пункту оберненою засічкою необхідно мати чотири вихідних пункти – А, В, С і К.

При проектуванні оберненої засічки слід мати на увазі, що рішення буде невизначеним, якщо шукана точка знаходиться на колі, яке проходить через три вихідних пункти, оскільки з будь-якої точки цього кола (наприклад Р і Р') сторони АВ і ВС будуть спостерігатися відповідно під кутами α і β . Якщо шуканий пункт буде знаходитися поблизу кола АВС, то рішення буде ненадійним. Шуканий пункт повинен бути віддаленим від кола, яке проходить через три вихідних пункти, принаймні на $1/5$ довжини її радіуса (площа, на яку недоцільно проектувати визначення пунктів оберненими засічками, на рисунку заштрихована). Най-

більш надійно визначається засічкою пункт, який розташований у середині трикутника, створеного трьома вихідними пунктами А, В і С або знаходиться на одній з його вершин (між продовженнями сторін).

Сьогодні відомо багато способів визначення координат пункту оберненою засічкою. Розглянемо два способи: спосіб допоміжних кутів і спосіб котангенса дирекційного кута.

19.4.2.1. Спосіб допоміжних кутів



Нехай на шуканому пункті Р виміряні горизонтальні кути α , β і ϵ між напрямками на вихідні пункти А, В, С і D.

Необхідно визначити за цими кутами і координатами вихідних пунктів координати пункту Р.

З рисунка видно, що якщо будуть знайдені допоміжні кути γ і δ , тоді неважко буде знайти і дирекційні кути напрямків із вихідних пунктів на шуканий, а потім обчислити шукані координати пункту Р за формулами котангенсів дирекційних кутів.

Для відшукування кутів γ і δ розглянемо чотирикутник АВСР. Легко встановити, що:

$$\gamma + \delta = 360^\circ - (\alpha + \beta + B).$$

(1)

При цьому кут В визначається за вихідними дирекційними кутами:

$$B = \alpha_{BA} - \alpha_{BC}.$$

Щоби знайти кожний із допоміжних кутів, які входять до рівняння (1), необхідно скласти ще одне рівняння з невідомими γ і δ . З трикутника АВР на підставі теореми синусів можна записати:

$$\frac{d_{AB}}{\sin \alpha} = \frac{d_{PB}}{\sin \gamma}, \text{ а отже } d_{PB} = \frac{d_{AB}}{\sin \alpha} \cdot \sin \gamma.$$

Із трикутника ВСР на підставі теореми синусів маємо:

$$\frac{d_{BC}}{\sin \beta} = \frac{d_{PB}}{\sin \delta}, \text{ звідсіль } d_{PB} = \frac{d_{BC}}{\sin \beta} \cdot \sin \delta.$$

Таким чином загальна формула набуде вигляду

$$d_{PB} = \frac{d_{AB}}{\sin \alpha} \cdot \sin \gamma = \frac{d_{BC}}{\sin \beta} \cdot \sin \delta.$$

Застосуємо позначення:

$$\frac{d_{AB}}{\sin \alpha} = D_1, \quad \frac{d_{BC}}{\sin \beta} = D_2.$$

Тоді: $D_1 \cdot \sin \gamma = D_2 \cdot \sin \delta,$

або $\frac{\sin \gamma}{\sin \delta} = \frac{D_1}{D_2}.$

Користуючись останнім рівнянням, складемо похідну пропорцію:

$$\frac{\sin \gamma - \sin \delta}{\sin \delta + \sin \gamma} = \frac{D_2 - D_1}{D_1 + D_2}.$$

Застосуємо позначення:

$$\frac{D_2 - D_1}{D_2 + D_1} = N,$$

враховуючи, що

$$\frac{\sin \gamma - \sin \delta}{\sin \delta + \sin \gamma} = \frac{\operatorname{tg} \frac{\gamma - \delta}{2}}{\operatorname{tg} \frac{\gamma + \delta}{2}},$$

отримаємо:
$$\frac{\operatorname{tg} \frac{\gamma - \delta}{2}}{\operatorname{tg} \frac{\gamma + \delta}{2}} = N, \quad \text{або} \quad \operatorname{tg} \frac{\gamma - \delta}{2} = N \cdot \operatorname{tg} \frac{\gamma + \delta}{2}.$$

Знайдену за цією формулою напіврізницю кутів γ і δ та знаючи їх суму, знайдену за формулою (1), а отже, й напівсуму, легко отримати значення кожного із кутів із виразу:

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{1}{2} \cdot (\gamma + \delta) + \frac{1}{2} (\gamma - \delta), \\ \delta &= \frac{1}{2} (\gamma + \delta) - \frac{1}{2} (\gamma - \delta). \end{aligned}$$

Використовуючи значення допоміжних кутів γ і δ , а також виміряних кутів α , β і ϵ , можна обчислити дирекційні кути напрямків із вихідних пунктів на шуканий за такими формулами, які легко встановити з рисунка:

$$\begin{aligned} \alpha_{AP} &= \alpha_{AB} + \gamma, \\ \alpha_{BP} &= \alpha_{BA} - [180^\circ - (\alpha + \gamma)], \\ \alpha_{CP} &= \alpha_{CB} - \delta, \\ \alpha_{DP} &= \alpha_{AP} + \epsilon. \end{aligned} \tag{2}$$

За отриманими значеннями дирекційних кутів і координатами вихідних пунктів за формулами (див. обчислення прямої засічки)

$$\begin{aligned} Y_P &= Y_B + \frac{(Y_B - Y_A) \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{AP} + X_A - X_B}{\operatorname{ctg} \alpha_{BP} - \operatorname{ctg} \alpha_{AP}}, \\ X_P &= X_A + (Y_P - Y_A) \cdot \operatorname{ctg} \alpha_{AP}. \end{aligned}$$

двічі обчислюють координати шуканого пункту Р.

Щоб за збіжністю обчислених значень координат пункту Р проконтролювати не тільки правильність самих обчи-

слень, але й результатів вимірювання кутів, бажано одне зі значень координат отримати, використовуючи дирекційний кут надлишкового напрямку DP . Відсутність грубої помилки при визначенні координат пункту P може бути перевірена також порівнянням значень дирекційного кута α_{dp} , обчисленого за формулою (2), з його значенням, знайденим із рішення оберненої задачі за координатами пунктів P і D . Для контролю можна також використовувати формулу

$$Y_P = Y_B + \frac{X_P - X_B}{ctg \alpha_{BP}}.$$

Приклад обчислення оберненої засічки способом допоміжних кутів:

Розв'язання обернених задач

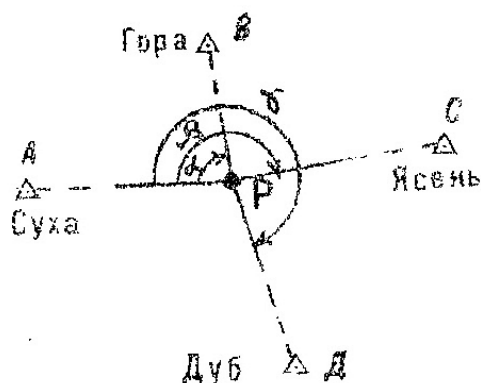
Обчислення кутів γ і δ

Пункт 1 Пункт 2	Пагорби (А) Ліс (В)	Сокіл (С) Ліс (В)	Позначення	Величини
Y_2	7 719 405.2	7 719 405.2	α	$109^{\circ} 53' 55''$
Y_1	7 715 009.0	7 722 497.6	β	112 39 23
ΔY	+4 396.2	-3 092.4	ε	41 55 40
			$360^{\circ} - (\alpha + \beta)$	137 26 42
X_2	6 476 863.2	6 476 863.2	$B = \alpha_{ba} - \alpha_{bc}$	90 23 44
X_1	6 473 315.0	6 473 085.4	$\gamma + \delta$	47 02 58
ΔX	+3 548.2	+3 777.8	$1/2(\gamma + \delta)$	23 31 29
			$1/2(\gamma - \delta)$	-1 35 03
$\arctg \alpha_{1,2}$	+1.238 994	- 0.818 572	Γ	21 56 26
$\alpha'_{1,2}$	$51^{\circ} 05' 34''$	$39^{\circ} 18' 10''$	Δ	25 06 32
$\alpha_{1,2}$	51 05 34	320 41 50	$D_2 = d_{bc} \cdot \sin \beta$	5 290.35
$\sin \alpha_{1,2}$	+0.778 164	- 0.633 418	$D_1 = d_{ab} \cdot \sin \alpha$	6 008.11
$\cos \alpha_{1,2}$	+0.628 061	+0.773 810	$D_2 - D_1$	- 717.76
d	5 649.45	4 882.08	$D_2 + D_1$	11 298.46
d	5 649.45	4 882.08	N	- 0.063 527
d_k	5 649.4	4 882.1	$tg 1/2(\gamma + \delta)$	+0.435 325
			$tg 1/2(\gamma - \delta)$	-0.027 655

Обчислення координат

Назва пункту	Дирекційні кути α_{BP} α_{AP}	X_B $X_P - X_B$ X_P ΔX_{AP} X_A $X_A - X_B$	$\text{ctg } \alpha_{BP}$ $\text{ctg } \alpha_{AP}$ $\text{ctg } \alpha_{BP} - \text{ctg } \alpha_{AP}$	Y_B ΔY_{BP} Y_P $Y_P - Y_A$ Y_A $Y_B - Y_A$
Ліс (В)		6 476 863.2		7 719 405.2
	182° 55' 55"	-2 242.0	+19.524 800	- 114.8
27 (Р)		6 474 621.2		7 719 290.4
	295 35 18	+1 535.8	- 0.478 869	-3 207.2
Сокіл (А)		6 473 085.4		7 722 497.6
		-3 777.8	+20.003 669	-3 092.4
Волхово (В)		6 476 053.2		7 716 213.5
	114 57 40	-1 432.1	-0.465 482	+3 076.5
27 (Р)		6 474 621.1		7 719 290.0
	73 02 00	+1 306.1	+0.305 095	+4 281.0
Пагорби (А)		6 473 315.0		7 715 009.0
		-2 738.2	-0.770 577	+1 204.5
27 (Р)	Середнє	6 474 621.2		7 719 290.2

19.4.2.2. Спосіб котангенса дирекційного кута



Сутність цього способу знаходження оберненої засічки полягає в безпосередньому обчисленні дирекційного кута напрямку AP , не обчислюючи допоміжні кути.

З рисунка видно, що, знаючи дирекційний кут α_{AP} , можна легко визначити дирекційні кути напрямків з усіх інших вихідних пунктів, а саме:

$$\begin{aligned}\alpha_{BP} &= \alpha_{AP} + \alpha, \\ \alpha_{CP} &= \alpha_{AP} + \beta, \\ \alpha_{DP} &= \alpha_{AP} + \gamma.\end{aligned}\tag{1}$$

Потім, як і при застосуванні допоміжних кутів, обчислюють шукані координати за формулами (див. обчислення прямої засічки)

$$Y_P = Y_B + \frac{(Y_B - Y_A) \cdot ctg \alpha_{AP} + X_A - X_B}{ctg \alpha_{BP} - ctg \alpha_{AP}},$$

$$X_P = X_A + (Y_P - Y_A) \cdot ctg \alpha_{AP}.$$

Визначимо послідовність одного з варіантів виведення формули котангенса дирекційного кута:

$$Y_P = Y_A + \frac{(Y_B - Y_A) \cdot ctg \alpha_{AP} + X_A - X_B}{ctg \alpha_{BP} - ctg \alpha_{AP}}, \quad (2)$$

$$Y_P = Y_C + \frac{(Y_C - Y_A) \cdot ctg \alpha_{AP} + X_A - X_C}{ctg \alpha_{CP} - ctg \alpha_{AP}}. \quad (3)$$

Якщо до цих рівнянь приєднати два перших рівняння (1), то отримаємо систему чотирьох рівнянь із чотирма невідомими: Y_P , α_{AP} , α_{BP} і α_{CP} . Цю систему можна розв'язати відносно невідомого α_{AP} в такій послідовності. Відраховуючи рівняння (3), з рівняння (2) отримаємо рівняння, в якому буде відсутнім Y_P . Підставивши в отримане рівняння значення невідомі α_{BP} і α_{CP} , знайдені рівняннями (1), будемо мати рівняння з шуканим невідомим α_{AP} . Замінюючи в цьому рівнянні створену суму котангенсів дирекційного і виміряного кутів, скориставшись для цього відомою в тригонометрії формулою

$$ctg(a + b) = \frac{ctga \cdot ctgb - 1}{ctga + ctgb}.$$

Звільнившись від знаменників і приводячи подібні члени, отримаємо формулу для обчислення шуканого дирекційного кута α_{AP} у вигляді:

$$ctg \alpha_{AP} = \frac{(X_B - X_A) \cdot ctg \alpha + (X_A - X_C) \cdot ctg \beta + Y_B - Y_C}{(Y_B - Y_A) \cdot ctg \alpha + (Y_A - Y_C) \cdot ctg \beta + X_C - X_B}.$$

На практиці, для здійснення контролю, координати пункту визначаються оберненою засічкою, як мінімум по чотирьох відомих пунктах.

Маючи напрямок на четвертий пункт D, можна переко-
натися у відсутності грубої помилки при польових і каме-
ральних роботах. Для цієї цілі, як і при способі допоміж-
них кутів, обчислюються вторинні значення координат пу-
нкту P, використовуючи дирекційний кут напрямку DP.

Часто контроль визначення координат пункту P здійс-
нюють порівнянням значення дирекційного кута $\alpha_{др}$,
отриманого із третього рівняння (1), з його значенням
знайденим із розв'язання оберненої задачі за координатами
пунктів P і D та довжиною сторони d_{pd} . Після цього підра-
ховується помилка Δ положення точки P відносно вихід-
них пунктів за формулою

$$\Delta = \frac{d_{dp}}{\rho} \cdot \Delta\alpha'' , \text{ де } \Delta\alpha'' = \alpha_{dp} - (\alpha_{ap} + \gamma).$$

$$\rho'' = 206265'' \text{ (величина радіана).}$$

Приклад обчислення оберненої засічки способом кота-
нгенса дирекційного кута.

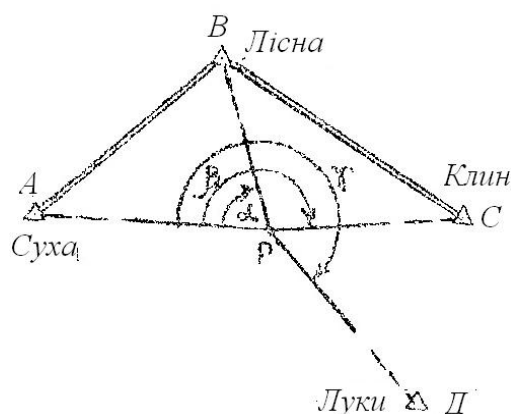
Робочі формули:

$$ctg\alpha_{AP} = \frac{(X_B - X_A) \cdot ctg\alpha + (X_A - X_C) \cdot ctg\beta + (Y_B - Y_C)}{(Y_B - Y_A) \cdot ctg\alpha + (Y_A - Y_C) \cdot ctg\beta + (X_C - X_B)}.$$

$$\alpha_{BP} = \alpha_{AP} + \alpha.$$

$$Y_P = Y_B + \frac{(Y_B - Y_A) \cdot ctg\alpha_{AP} + (X_A - X_B)}{ctg\alpha_{BP} - ctg\alpha_{AP}}.$$

$$X_P = X_A + (Y_P - Y_A) \cdot ctg\alpha_{AP}.$$



$$Y_{P(KONT.)} = Y_B + \frac{X_P - X_B}{ctg \alpha_{BP}}.$$

$$arctg \alpha_{DP} = \frac{Y_P - Y_D}{X_P - X_D}.$$

$$S = \sqrt{(X_P - X_D)^2 + (Y_P - Y_D)^2}.$$

Назва пункту	X	Y	Виміряні кути
В . Лісна	6 267 973.2	7 621 353.2	$\alpha = 67^{\circ} 39' 45''$
А . Суха	6 263 553.3	7 619 431.7	$\beta = 142^{\circ} 39' 29''$
С . Клин	6 266 433.2	7 626 342.4	$\gamma = 235^{\circ} 04' 05''$
Д . Луки	6 258 417.4	7 627 814.6	

$$\begin{aligned}
 &ctg \alpha = +0.410\,894 & ctg \beta = -1.310\,696 \\
 &X_B - X_A = +4\,419.9 & Y_B - Y_A = +1\,921.5 \\
 &X_A - X_C = -2\,879.9 & Y_A - Y_C = -6\,910.7 \\
 &Y_B - Y_C = -4\,989.2 & X_C - X_B = -1\,540.0 \\
 &(X_B - X_A) ctg \alpha = +1\,816.1 & (Y_B - Y_A) ctg \alpha = +789.5 \\
 &+ & + \\
 &(X_A - X_C) ctg \beta = +3\,774.7 & (Y_A - Y_C) ctg \beta = +9\,057.8 \\
 &+ & + \\
 &(Y_B - Y_C) = -4\,989.2 & (X_C - X_B) = -1\,540.0 \\
 &= +601.6 & = +8\,307.3 \\
 & & : \\
 &ctg \alpha_{AP} = +0.072\,418 \\
 &\alpha_{AP} = 85^{\circ} 51' 29'' \quad ctg \alpha_{AP} = +0.072\,418 \\
 &\alpha_{AP} = 153^{\circ} 31' 14''; ctg \alpha_{BP} = -2.007\,493; ctg \alpha_{BP} - ctg \alpha_{AP} = -2.079\,911 \\
 &(Y_B - Y_A) ctg \alpha_{AP} = +139.2 \\
 &+ \\
 &(X_A - X_B) = -4\,419.9 \quad Y_P = 7621353.2 + (4280.7) : (-2.079911) = 7623411.3 \\
 &= -4\,280.7 \\
 &X_P = 6\,263\,553.3 + (+3\,979.6) \cdot (+0.072\,418) = 6\,263\,841.5 \\
 &Y_{P(KONT.)} = 7\,621\,353.2 + (-4\,131.7) : (-2.007\,403) = 7\,623\,411.4 \\
 &Y_P - Y_D = -4\,403.3 & \alpha_{DP(обч)} = 320^{\circ} 55' 49'' & \Delta \alpha'' = +15'' \\
 &X_P - X_D = +5\,424.1 & \alpha_{DP(вим)} = 320^{\circ} 55' 34'' & \Delta = 0.51 \text{ м} \\
 & & S = 6\,986.3
 \end{aligned}$$

19.5. Передача (знесення) координат із вершини знака на землю

При прив'язці полігонометричного (теодолітного) ходу до пунктів тріангуляції, на яких неможливо встановити прилад (церкви, вежі, труби, башти і т. ін), обирають на землі поблизу цих пунктів (на відстані 50 – 100 м від них) точку P (рис. 175) в такому місці, щоби, крім основного пункту було видно два віддалених пункти вихідної мережі (один із них необхідний для контролю) і зручно було виміряти два базиси для неприступної відстані AP .

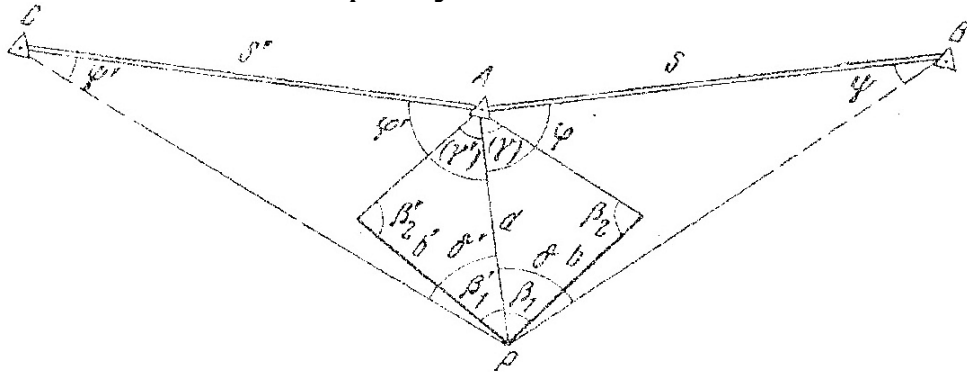


Рис. 175. Передача (знесення) координат з вершини знака на землю

Для розв'язання задачі вимірюють базиси b і b' та шість кутів $\beta_1, \beta_2, \beta'_1, \beta'_2, \delta, \delta'$, при цьому другій базис і кути при ньому використовують для контролю визначення відстані AP і підвищення точності отримання остаточного його значення, а кут δ' – для контролю правильності виконаних вимірювань, виписки вихідних даних і підвищення точності визначення остаточних значень координат точки P .

Найбільш точно положення точки P визначається у тому випадку, коли кути γ і γ' дорівнюють 90° , а кути δ і $\delta' - 180^\circ$.

Розв'язання задачі здійснюється в такому порядку.

1. Обчислення дирекційних кутів напрямків AB і AC та віддалей $AB=S$ і $AC=S'$.

Маючи координати пунктів A і B , обчислюють

$$\operatorname{ctg} \alpha_{AB} = \frac{y_B - y_A}{x_B - x_A}.$$

Відстань $AB=S$ обчислюють за формулами

$$S = \frac{y_B - y_A}{\sin \alpha_{AB}} = \frac{x_B - x_A}{\cos \alpha_{AB}}, \quad \text{або}$$

$$S = \sqrt{(x_B - x_A)^2 + (y_B - y_A)^2}.$$

Якщо отримані значення S різняться на дві одиниці останнього знака, то за остаточне приймають середнє арифметичне. В іншому випадку необхідно перевірити результати обчислень.

Аналогічно визначають дирекційний кут напрямку AC і відстань AC .

2. Обчислення відстані $AP=d$.

Неприступну відстань $AP=d$ визначають двічі, розв'язуючи трикутники APR і APR' . За теоремою синусів знаходять

$$d_1 = \frac{b \sin \beta_2}{\sin \gamma}, \quad d_2 = \frac{b \sin \beta_2'}{\sin \gamma'},$$

де

$$\gamma = 180^\circ - (\beta_1 + \beta_2), \quad \gamma' = 180^\circ - (\beta_1' + \beta_2').$$

Різниця $d_1 - d_2$ не повинна перевищувати $2d \frac{1}{T}$, де $\frac{1}{T}$ — межа відносна похибка вимірювання базисів b і b' .

За остаточне значення віддалі AP приймають середнє арифметичне значення

$$d = \frac{d_1 + d_2}{2}.$$

3. Обчислення дирекційного кута напрямку AP .

Розв'язуючі трикутники ABP і ACP , знаходимо допоміжні кути ψ і ψ'

$$\sin \psi = \frac{d \sin \delta}{S}, \quad \sin \psi' = \frac{d \sin \delta'}{S'}.$$

Потім обчислюють допоміжні кути φ і φ'

$$\varphi = 180^\circ - (\delta + \psi), \quad \varphi' = 180^\circ - (\delta' + \psi').$$

За цими кутами обчислюють два значення дирекційного кута напрямку AP

$$\alpha_{AP_1} = \alpha_{AB} \pm \varphi, \quad \alpha_{AP_2} = \alpha_{AC} \pm \varphi'.$$

Знак «+» або «-» в цих формулах береться в залежності від розташування кутів φ і φ' відносно напрямків AB і AC .

Розходження обчислених значень дирекційних кутів повинно задовольняти нерівності

$$\omega = \alpha_{AP_1} - \alpha_{AP_2} \leq 6m,$$

де m – середня квадратична похибка вимірювання кута.

4. Обчислення координат точки P .

За відстанню $AP = d$ і дирекційним кутом α_{AP} знаходять приростки координат

$$\begin{aligned} \Delta x_1 &= d \cos \alpha_{AP_1}; & \Delta y_1 &= d \sin \alpha_{AP_1}, \\ \Delta x_2 &= d \cos \alpha_{AP_2}; & \Delta y_2 &= d \sin \alpha_{AP_2}. \end{aligned}$$

Потім обчислюють координати точки P

$$\begin{aligned} x_1 &= x_A + \Delta x_1; & y_1 &= y_A + \Delta y_1, \\ x_2 &= x_A + \Delta x_2; & y_2 &= y_A + \Delta y_2. \end{aligned}$$

Отримані значення координат не повинні різнитися більше ніж на величину $\frac{\omega}{\rho} d$.

За остаточне значення координат приймають середнє арифметичне значення.

Середньою квадратичною похибкою положення точки P називається середня величина зміщення відносно її точного положення. Визначається за формулою

$$M = \sqrt{m_x^2 + m_y^2},$$

або

$$M = \sqrt{m_s^2 + \left(S \frac{m_\alpha}{\rho}\right)^2}.$$

Контрольні запитання та завдання

1. Надайте поняття про елементи приведення вимірних напрямків до центрів знаків.
2. Охарактеризуйте основні способи визначення елементів приведення.
3. Наведіть основні формули визначення елементів приведення.
4. Охарактеризуйте геодезичні мережі спеціального призначення.
5. Як визначити висоту знака?
6. Поясніть порядок складання технічного проекту тріангуляції.
7. Охарактеризуйте підготовчі роботи при складанні проекту тріангуляції.
8. Як розрахувати висоту знаків?
9. Поясніть порядок обстеження пунктів геодезичної мережі.
10. Визначте мету складання попереднього проекту тріангуляції.
11. Охарактеризуйте види полігонометричних ходів.
12. Поясніть порядок проектування полігонометричних ходів.
13. Охарактеризуйте польові роботи при прокладанні полігонометричних ходів.
14. Поясніть сутність вимірювальних обчислень тріангуляції.
15. Визначте геометричні умови і умовні рівняння, які виникають у вільних мережах тріангуляції.

16. Визначте геометричні умови і умовні рівняння, які виникають у невідільних мережах триангуляції.
17. Охарактеризуйте незалежні і залежні умови в триангуляції.
18. Поясніть порядок обчислення допустимих вільних членів умовних рівнянь.
19. Визначте основні методи вимірювання довжин ліній.
20. Поясніть характерні особливості світловіддалемірів першого покоління.
21. Які характерні особливості світловіддалемірів другого покоління?
22. Визначте характерні особливості світловіддалемірів третього покоління.
23. Охарактеризуйте електронно-оптичні і електронні тахеометри.
24. Поясніть порядок обчислення координат точки лінійної засічки за двома вихідними пунктами.
25. Визначте порядок обчислення координат точки лінійної засічки за трьома вихідними пунктами.
26. Визначте способи обчислення прямої теодолітної засічки.
27. Поясніть способи обчислення оберненої теодолітної засічки.
28. Як здійснюється передача (знесення) координат із вершини знака на землю?
29. Визначте порядок обчислення координат оберненої азимутальної засічки за трьома вихідними пунктами.
30. Поясніть порядок обчислення координат точки комбінованим способом (лінійно-азимутальний ланцюг).
31. Охарактеризуйте види геодезичних мереж?
32. Поясніть основні методи побудови геодезичних мереж.
33. Як класифікуються геодезичні мережі?
34. Для чого закладаються геодезичні центри і будуються знаки?
35. Поясніть порядок розшуку геодезичних пунктів.

Розділ 7. Картографічні проекції

1. Поняття про картографічні проекції

При переході від фізичної поверхні Землі до її зображення на площині (на карті) виконують дві операції: проєктування земної поверхні з її складним рельєфом на поверхню земного еліпсоїда, розміри якого встановлені за допомогою геодезичних і астрономічних вимірювань, і зображення поверхні еліпсоїда на площині за допомогою однієї з картографічних проекцій.

Картографічна проекція – математично визначений спосіб зображення поверхні еліпсоїда на площині – встановлює аналітичну залежність (відповідність) між географічними координатами точок земного еліпсоїда і прямокутними координатами однойменних точок на площині. Ця залежність може бути виражена двома рівняннями:

$$x = f_1(B, L), y = f_2(B, L), \quad (7.1)$$

які називаються рівняннями картографічних проекцій. Вони дозволяють обчислювати прямокутні координати x, y зображеної точки за географічними координатами B, L . Кількість можливих функціональних залежностей, а отже, проекцій необмежена. Необхідно лише, щоби кожна точка B, L еліпсоїда зображувалась на площині однозначно відповідною точкою x, y і щоби зображення було безперервним.

Поверхню еліпсоїда (або кулі) неможливо розгорнути в площину без спотворень і розривів, тому, щоб отримати суцільне зображення земної поверхні на площині, необхідно застосовувати картографічні проекції. Безперервність і однозначність зображення досягається за рахунок нерівномірного розтягування (або стиснення), тобто деформації, поверхні еліпсоїда при суміщенні її з площиною. Звідси випливає, що масштаб плоского зображення не може бути постійним. У теорії картографічних проекцій доводиться,

що нескінченно мале коло на поверхні еліпсоїда у загальному випадку зображується на площині еліпсом, який називається еліпсом спотворень. Це означає, що масштаб зображення залежить не тільки від положення точки, але може змінюватися в даній точці зі змінною напрямку. Розрізняють головний масштаб моделі, що дорівнює моделі земного еліпсоїда, зменшеного у заданому відношенні для зображення на площині, а також інші масштаби, які називають частковими. Частковий масштаб визначається як відношення нескінченно малого відрізка ds на карті (на площині) до відповідного йому відрізка на поверхні еліпсоїда. Позначимо величину цього відрізка в головному масштабі через dS . Відношення цих величин характеризує спотворення довжин.

$$\mu = \frac{ds}{dS}. \quad (7.2)$$

Поряд зі спотвореннями довжин розрізняють спотворення площ і кутів. За спотворення площі в деякій точці карти приймають відношення площі еліпса спотворень dP' до площі dP відповідного нескінченно малого круга на еліпсоїді.

$$p = \frac{dP'}{dP}. \quad (7.3)$$

Спотворенням кута називають різницю між кутом, створеним двома лініями на еліпсоїді, і зображенням цього кута на карті. Величина спотворення кутів у даній точці характеризується найбільшим значенням цієї різниці.

Проекцій, на яких відсутні спотворення довжин, не існує. Разом з тим існують проекції, вільні від спотворень кутів і площ.

Проекції, які передають величину кутів без спотворень, називають рівнокутними.

Рівновеликі проекції зберігають площі (еліпси спотворень усюди мають однакову площу), але порушують подібність фігур.

Існують багато проекцій, які не є ні рівнокутними, ні рівновеликими, — їх називають довільними. Але немає і не може бути проекції, яка була б одночасно рівнокутною і рівновеликою. Чим більше спотворення кутів, тим менше спотворення площ і навпаки. Поміж довільних проекцій виокремлюють рівно проміжні, в усіх точках яких масштаб по одному із головних напрямків постійний і дорівнює головному масштабу (наприклад, по меридіанах або паралелях у проекціях, де вони збігаються з головними напрямками). За своїми властивостями довільні проекції знаходяться між рівнокутними і рівновеликими.

В картографічній практиці розповсюджена класифікація проекцій за видом допоміжної геометричної поверхні, яка може бути використана при їх побудові. З цієї точки зору виокремлюють проекції: циліндричні, коли допоміжною поверхнею служить бокова поверхня циліндра, дотичного до еліпсоїда, або січного еліпсоїда; конічні, коли допоміжною площиною є бокова поверхня дотичного або січного конуса; азимутальні, коли допоміжна поверхня — дотична або січна площина.

Проекції, при побудові яких осі циліндра і конуса суміщалися з полярною віссю земної кулі, а площина розміщувалась дотично в точці полюса, називаються нормальними.

За видом нормальної сітки розрізняють також проекції: псевдоциліндричні, в яких паралелі — прямі, паралельні між собою, а меридіани — криві, симетричні відносно середнього прямолінійного меридіана; псевдоконічні, де паралелі — дуги концентричних кіл, а меридіани — криві, симетричні відносно середнього прямолінійного меридіана; поліконічні, паралелі яких — дуги ексцентричних кіл із

центрами на середньому прямолінійному меридіані, а меридіани – криві, симетричні відносно середнього меридіана.

Поряд з нормальними сітками в картографії для циліндричних і азимутальних проекцій широко використовують інші орієнтування циліндра і площині: поперечні, коли вісь циліндра знаходиться в площині екватора, а площина торкається кулі в одній з точок екватора; косі, коли вісь циліндра створює з полярною віссю гострий кут, а площина торкається кулі в будь-якій точці між полюсом і екватором.

В азимутальних проекціях виокремлюють перспективні, отримані проектуванням поверхні кулі на площину за законом перспективи за допомогою променів із точки зору, розташованій на прямій, що проходить через центр кулі перпендикулярно дотичній площині (картинній площині). Розрізняють перспективні проекції: ортографічні, коли точка зору віддалена в нескінченність і проектування здійснюється пучком паралельних променів; в цій проекції ми практично бачимо поверхню Місяця; стереографічні, коли точка зору розташовується на поверхні кулі і діаметрально протилежна точці торкання картинної площини, стереографічна проекція рівнокутна; будь-яке коло на поверхні кулі зображується в цій проекції також колом; гномонічні, коли точка зору знаходиться в центрі кулі; в цій проекції всі великі круги кулі зображуються прямими лініями.

Проекції, які за видом сітки не підходять під вищезначені, називаються умовними.

В практиці сучасної картографії сітки отримують не шляхом геометричних побудов, а аналітичним шляхом. В результаті обчислень за формулами проекції визначають прямокутні координати вузлових точок сітки (точок перетинання меридіанів і паралелей), величину і розподілення спотворень.

2. Плоскі прямокутні координати Гаусса

2.1. Загальні відомості

Положення геодезичних пунктів може бути визначено в будь-якій системі координат. Але як основні прийняті геодезична і плоска прямокутна системи. Саме в одній із двох систем, як правило, визначаються координати геодезичних пунктів.

Основною вимогою при виборі системи координат є простота і зручність її використання при розв'язанні практичних задач геодезії. Крім того, система координат повинна бути загальною для достатньо великих ділянок земної поверхні.

Умову загальності найкраще задовольняє система геодезичних координат, тобто система, в якій положення точки визначається її широтою B і довготою L ; вона може бути розповсюджена як єдина координатна система на всю поверхню земного еліпсоїда. При вивченні фігури Землі й визначенні її розмірів, а також при розв'язанні геодезичних задач, пов'язаних із великими відстанями, система геодезичних координат найбільш доцільна. В цій системі звичайно отримують координати пунктів астрономо-геодезичної мережі; крім того, вона служить основою для переходу до будь-якої системи координат на поверхні еліпсоїда.

Але система геодезичних координат незручна для широкого використання в практичних цілях. Дійсно, взаємне положення пунктів у цій системі визначається в кутових одиницях (градусах, мінутах і секундах широт і довгот), тоді як на земній поверхні відстані між пунктами вимірюються (або задаються) завжди тільки в лінійному вимірі. До того ж кутові одиниці вимірювання широт і довгот мають різне лінійне значення в залежності від широти пункту; напрямки меридіанів, від яких відраховуються азимути,

не паралельні між собою. Обчислення з використанням геодезичних координат, навіть при малих відстанях між пунктами, доволі трудомісткі, оскільки існує складна залежність між координатами точок, відстанями й азимутами.

Для практичного використання найбільш зручна система плоских прямокутних координат. В цій системі залежність між координатами точок, відстанями і напрямками між ними виражена простими формулами аналітичної геометрії і прямолінійної тригонометрії, що суттєво спрощує обчислення.

Але використання прямокутних координат замість геодезичних потребує переходу від поверхні земного еліпсоїда на площину. Поверхню еліпсоїда розгорнути на площину без розривів неможливо, у її можна зобразити на площині лише в тій чи іншій проекції.

При виконанні геодезичних робіт надають перевагу конформній (рівнокутній) проекції, яка володіє властивістю зберігати подібність нескінченно малих фігур.

Відомо, що в подібних фігурах відповідні кути збігаються, а збіжні сторони пропорційні. Тому в конформних проекціях масштаб постійний у нескінченно малій частині навколо точки і величини кутів фігур будь-яких розмірів не спотворюються.

Теорія конформного зображення з використанням плоских прямокутних координат була розроблена в 1822 році відомим математиком К.Ф. Гауссом.

В СРСР система плоских прямокутних координат Гаусса для прямокутних координат Гаусса для топографо-геодезичних робіт була прийнята у 1928 р.

Територія України переноситься на площину в проекції Гаусса частинами. Такими окремими частинами є меридіанні зони. Кожна зона являє собою сфероїдний двокутник, створений двома меридіанами з різницею довгот 6° . Середній меридіан зони називається осьовим меридіаном. Гра-

ничні меридіани кожної шестиградусної зони збігаються з меридіанами, які обмежують західну і східну сторони рамки карти масштабу 1 : 1 000 000. Отже, осьові меридіани кожної зони збігаються з середніми меридіанами аркушів карти цього масштабу.

Довготи осьових меридіанів шестиградусних зон можна вирахувати за формулою

$$L_0 = 6n - 3^\circ, \quad (7.4)$$

де n – номер зони, тобто довготи осьових меридіанів 1, 2, 3, ... зон відповідно дорівнюватимуть 3° , 9° , 15° , ...

Кожна зона зображується на площині самостійно, але за одним і тим же законом.

Проекція Гаусса для окремої зони характеризується такими основними властивостями:

1. Осьовий меридіан зони зображується на площині прямою лінією, що приймається за вісь абсцис. Початком координат є точка перетину осьового меридіана з екватором, зображення якого на площині у вигляді прямої лінії береться за вісь ординат.

2. Масштаб зображення вздовж осьового меридіана постійний і дорівнює одиниці. Отже, абсциси точок осьового меридіана дорівнюють довжинам його дуг від екватора до цих точок на еліпсоїді.

3. Кутові спотворення в проекції відсутні, тобто вона рівнокутна. При цьому нескінченно мала фігура на еліпсоїді зображується подібною до неї фігурою на площині.

2.2. Зображення геодезичної мережі на площині в проекції Гаусса

Нехай на еліпсоїді задана геодезична мережа у вигляді триангуляції $ABCDE$ (рис. 176, а), в якій відомі геодезичні координати B і L одного з пунктів, наприклад A , довжина сторони AB , геодезичний азимут цього напрямку, а також усі кути трикутників.

При зображенні цієї мережі на площині в проекції Гаусса на рис. 176, б отримаємо таку картину.

Осьовий меридіан OP зони, в якій розташована мережа, і екватор OQ зобразяться двома взаємно перпендикулярними прямими ox і oy , що є осями координат. Проекціями сфероїдних трикутників ABC , BCD , ... є плоскі трикутники abc , bcd , ... з криволінійними сторонами, що не збігаються з відповідними сторонами на еліпсоїді, але утворюють кути, які збігаються з проєкованими. Меридіан AP точки A зобразиться на площині кривою ap .

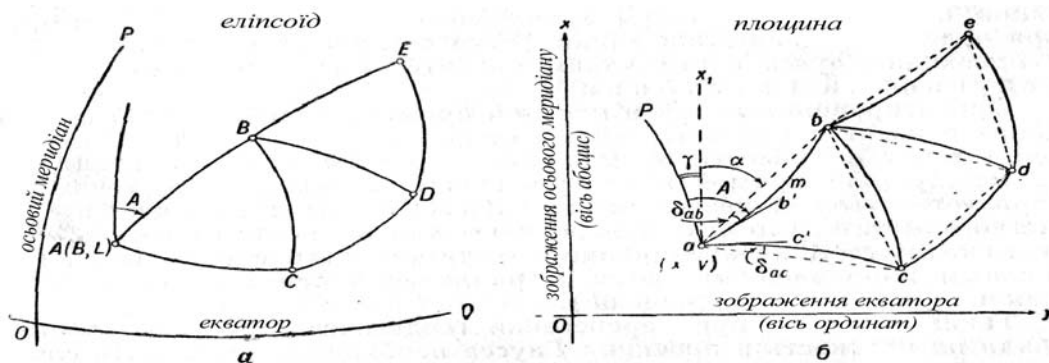


Рис.176. Зображення геодезичної мережі

Розв'язати плоскі трикутники з криволінійними сторонами не видається можливим. Тому криві сторони замінюють хордами, що їх стягують. Тоді сфероїдний трикутник, наприклад ABC , зобразиться плоским із прямолінійними сторонами, і його обчислення не викличе ніяких утруднень. Але при цьому слід мати на увазі, що кути трикутників, утворені кривими сторонами, не дорівнюють кутам, утвореним хордами, що стягують їх. Тому перші необхідно виправити відповідними поправками. Практично поправки вводяться не в кути, а в напрямки. Малий кут між кривою, що зображує цю сторону на площині (наприклад, amb), і її хордою (ab) є поправкою щодо напрямку, яку прийнято називати поправкою за кривизну зображення геодезичної лінії. Вона позначається буквою δ . Поправка

$\delta_{ab} = \angle \delta' ab$ означає поправку в напрямок за кривизну зображення цієї лінії на площині в проекції Гаусса.

Зображення лінійних елементів на площині в цій проекції виходять загалом значно спотвореними. Тому при проектуванні довжин ліній фігур з еліпсоїда на площину в проекції Гаусса в ці довжини вводяться поправки, які називаються редукціями відстаней.

Орієнтування ліній у плоскій прямокутній системі координат відносять до додатного напрямку осі абсцис. Якщо через точку a провести пряму ax_1 , паралельну осі абсцис, то між цією прямою і зображенням меридіана ap точки a утворюється кут γ , який називають зближенням меридіанів. Легко помітити, що кут γ необхідний для переходу від геодезичного азимута A до дирекційного кута α , складеного додатним напрямком лінії, паралельної осі абсцис, і даним напрямком (хордою ab).

Отже, при перенесенні геодезичної мережі з еліпсоїда на площину в проекції Гаусса необхідно виконати таке:

1. Обчислити поправки до довжин вимірних сторін для перенесення їх з еліпсоїда на площину.

2. Обчислити поправки δ до вимірних напрямків щодо кривизни зображення геодезичних ліній (сторін трикутників) на площині в проекції Гаусса.

3. Обчислити кути зближення меридіанів на початкових пунктах і перейти від геодезичних азимутів заданих напрямків до відповідних їм дирекційних кутів.

4. Здійснити перехід від геодезичних координат B і L початкових пунктів до плоских прямокутних координатах x і y , тобто переобчислити геодезичні координати в плоскі прямокутні.

Підготувавши в такий спосіб усі необхідні дані, можна обчислювати геодезичну мережу не на поверхні еліпсоїда, а на площині за більш простими формулами.

Перейдемо тепер до детальнішого розгляду питань, пов'язаних із проектуванням геодезичних мереж на площину в проекції Гаусса.

2.3. Формули для переходу від відстані на еліпсоїді до відстаней на площині

2.3.1. Масштаб зображення в проекції Гаусса

Перехід від відстаней на еліпсоїді до відстаней на площині в проекції Гаусса пов'язаний із поняттям масштабу зображення. Тому заздалегідь виведемо формулу масштабу зображення в проекції Гаусса.

Масштаб проекції, взагалі кажучи, величина змінна. Він змінюється при переході від однієї точки до іншої і є функцією координат цієї точки. Якщо, наприклад, S – довжина лінії на поверхні еліпсоїда і D відповідна їй довжина лінії на площині, то масштаб m буде різний для кожного нескінченно малого елемента взятої лінії. Відношення нескінченно малого відрізка dD лінії на проекції до відповідного нескінченно малого відрізка dS на поверхні еліпсоїда, тобто

$$m = \frac{dD}{dS}, \quad (7.5)$$

називається масштабом зображення у напрямку обраних елементів. Величина і ступінь змінності масштабу зображення є мірилом спотворення лінійних елементів на проекції в окремих її частинах.

Масштаб проекції Гаусса в даній точці можна отримати так.

Нехай A і B (рис. 177) – нескінченно близькі між собою точки, узяті на поверхні земної кулі на деякій віддалі від осевого меридіана POP_I (осі сферичних абсцис); точка O – початок прямокутних сферичних координат. Положення точки A на поверхні сфери визначається: дугою $OA_0 = X_A$ –

сферичною абсцисою і дугою $AA_0 = Y_A$ – сферичною ординатою; положення ж точки B – відповідно координатами $X_A + dX$ і $Y_A + dY$, де dX і dY – нескінченно малі прирости координат точки B відносно точки A . Відстань між цими точками дорівнює dS .

Якщо через точку A провести дугу pAp_1 малого круга, паралельну осьовому меридіану POP_1 , то на сфері вийде нескінченно малий трикутник ABC із прямим кутом при точці C .

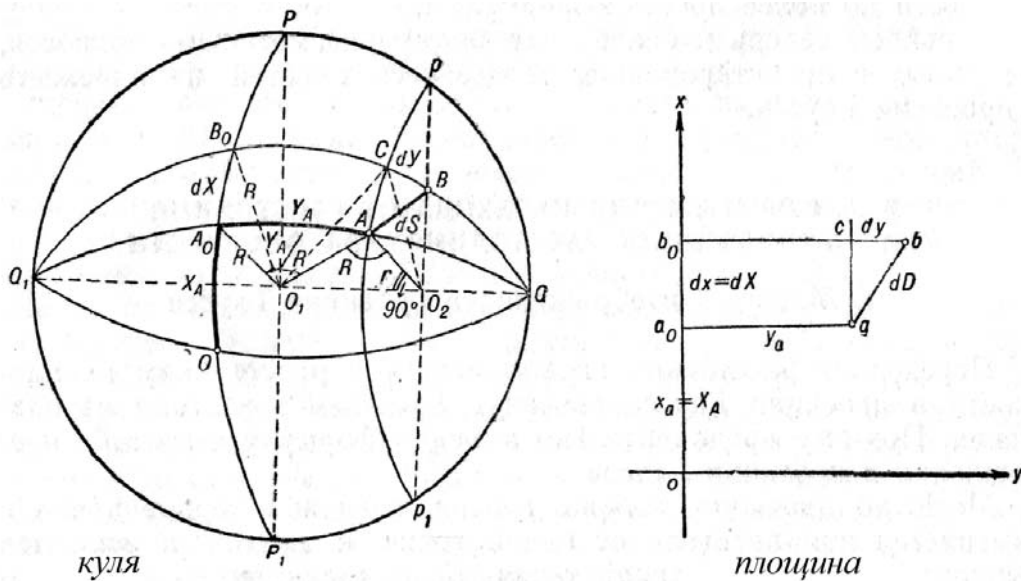


Рис. 177. Масштаб зображення

Нехай тепер трикутник ABC зобразився на площині проекції конформно у вигляді нескінченно малого трикутника abc , тобто відповідні кути цих трикутників збігаються між собою. Точки a , b і c будуть зображеннями на площині проекції відповідно точок A , B і C . Осями координат тут будуть прямі ox і oy , що є зображеннями осьового меридіана POP_1 і екватора QQQ_1 , а координатами точок a і b – x_a , y_a і $x_a + dx$, $y_a + dy$. Відстань між точками дорівнює dD . Точка c має ординату, що дорівнює ординаті точки a , оскільки відрізок AC дуги малого круга (лінії рівних ординат) зобразиться на площині відрізком ac прямої, паралельної осі абсцис.

З рисунка видно, що зображення плоского трикутника abc на площині буде перебільшене у порівнянні з трикутником ABC . Збільшення масштабу проекції в точці A найнаочніше виявляється з порівняння відрізка ac на площині з відрізком AC дуги малого круга на сфері. Дійсно, лінії сферичних ординат точок A і B у міру видалення від осьового меридіана поступово зближуються між собою, тоді як плоскі ординати проекцій тих же точок залишаються паралельними і знаходяться один від одної на відстані, що дорівнює різниці абсцис цих точок (dX).

Отже, за умовою побудови проекції Гаусса, елементарний відрізок ac або dx , що дорівнює відрізку dX дуги осьового меридіана, буде завжди більше від елементарного відрізка AC на сфері.

Однією з властивостей проекції Гаусса, як уже зазначалось, є подібність нескінченно малих фігур еліпсоїда їх проекціям на площині, тобто, наприклад, коло нескінченно малого радіусу зобразиться на площині також колом. Отже, масштаб в точці A повинен бути однаковим, незалежно від напрямку лінійного елемента. Звідси можна зробити висновок, що масштаби по напрямках AB і AC повинні збігатися. Аналітично це положення запишемо так:

$$m_A = \frac{ab}{AB} = \frac{ac}{AC}. \quad (7.6)$$

Враховуючи позначення $ab = dD$, $AB = dS$, а також вимогу проекції Гаусса про те, щоб масштаб уздовж осьового меридіана дорівнював одиниці, тобто щоб $ac = a_0b_0 = A_0B_0$, рівність (7.6) запишемо в такому вигляді:

$$m_A = \frac{ab}{AB} = \frac{ac}{AC} = \frac{A_0B_0}{AC}. \quad (7.7)$$

Довжини дуг A_0B_0 і AC пропорційні їх радіусам, причому радіус першої дорівнює радіусу кулі R , а другий (із прямокутного трикутника O_1AO_2) $r = R \cos \frac{Y_A}{R}$, де $\frac{Y_A}{R}$ кут

при центрі кулі, що відповідає дузі $A_0A = Y_A$ і виражений у радіальному вимірі.

Отже,

$$m_A = \frac{R}{r} = \frac{R}{R \cos \frac{Y_A}{R}} = \frac{1}{\cos \frac{Y_A}{R}},$$

або

$$m_A = \frac{1}{1 - 2 \sin^2 \frac{Y_A}{2R}}.$$

Помноживши чисельник і знаменник останнього виразу на $1 + 2 \sin^2 \frac{Y_A}{2R}$, отримаємо

$$m_A = \frac{1 + 2 \sin^2 \frac{Y_A}{2R}}{1 - 4 \sin^4 \frac{Y_A}{2R}}. \quad (7.8)$$

Кут $\frac{Y_A}{R}$ малий (в межах шестиградусної зони він не перевищує 3°), тому величиною $4 \sin^4 \frac{Y_A}{2R}$ цілком можна нехтувати (при $\frac{Y_A}{R} < 3^\circ$ вона не перевищує $2 \cdot 10^{-6}$), а величину

$\sin^2 \frac{Y_A}{2R}$ замінити величиною $(\frac{Y_A}{2R})^2$. Тоді з утриманням

членів другого порядку малості відносно $\frac{Y}{R}$ масштаб у будь-якій точці у функції сферичної ординати на основі (7.8) визначиться формулою

$$m - 1 + \frac{Y^2}{2R^2} + \dots \quad (7.9)$$

Якщо ж функцію $\frac{1}{\cos \frac{Y}{R}}$ розкласти в ряд Маклорена,

зберігши члени четвертого порядку малості, то отримаємо

$$m = 1 + \frac{Y^2}{2R^2} + \frac{5Y^4}{24R^4} + \dots \quad (7.10)$$

У формулах (7.9) і (7.10) Y – сферична ордината цієї точки і R – радіус кулі. Але сферичні прямокутні координати не мають застосування в практиці. Тому виразимо масштаб у функції плоскої ординати, для чого заздалегідь знайдемо залежність між сферичними прямокутними координатами X, Y точки на кулі і плоскими прямокутними координатами x, y її зображення на площині в проекції Гаусса.

З рис. 177 видно, що

$$dx = dX, \quad (7.11)$$

а на підставі формули (7.10)

$$\frac{dy}{dY} = 1 + \frac{y^2}{2R^2} + \frac{5Y^4}{24R^4} + \dots,$$

або

$$dy = \left(1 + \frac{y^2}{2R^2} + \frac{5Y^4}{24R^4} + K \right) dY. \quad (7.12)$$

Формулами (7.11) і (7.12) виражені умови побудови зображення в проекції Гаусса в аналітичній формі.

Щоб отримати плоскі координати, тобто відстані, наприклад, точки B до осей координат у функції сферичних координат, потрібно підсумовувати нескінченно малі відрізки, що складають ці відстані, за законами, вираженими рівняннями (7.11) і (7.12).

В результаті такого підсумовування отримаємо:

$$x = X; \quad y = Y + \frac{y^3}{6R^2} + \frac{Y^5}{24R^4} + K \quad (7.13)$$

З останньої рівності запишемо

$$Y = y - \frac{Y^3}{6R^2} - \frac{Y^5}{24R^4} - \dots \quad (7.14)$$

Підставимо тепер у формулу (7.10) значення Y з виразу (7.14). При цьому будемо утримувати члени до четвертого порядку відносно $\frac{Y}{R}$, вважаючи сферичну і плоску ординати в членах четвертого порядку рівними.

Тоді

$$m = 1 + \frac{1}{2R^2} \left(y - \frac{y^2}{6R^2} \right)^2 + \frac{5y^4}{24R^4} + K,$$

або

$$m = 1 + \frac{y^2}{2R^2} - \frac{yY^2}{6R^4} + \frac{5y^4}{24R^4} + K,$$

звідки в остаточному вигляді отримаємо формулу масштабу зображення в проекції Гаусса у функції плоскої ординати

$$m = 1 + \frac{y^2}{2R^2} + \frac{y^4}{24R^4} + K \quad (7.15)$$

В межах шестиградусної зони член четвертого порядку не перевершить $1 : 5\,000\,000$. Тому він враховується при редукуванні тільки базисів 1-го і 2-го класів; в усіх інших випадках користуються формулою

$$m = 1 + \frac{y^2}{2R^2} . \quad (7.16)$$

2.3.2. Перехід від відстаней на еліпсоїді до відстаней на площині

Геодезична лінія між двома точками на поверхні еліпсоїда, як уже зазначалося вище, зображається на площині в проекції Гаусса у вигляді кривої малого вигину з незначним відхиленням від хорди, що стягує її кінці. Тому практично можна вважати довжину плоскої кривої $aa'b = s$ (рис. 178) рівною довжині хорди $ab = D$.

Проте відстань D між точками $a(x_1, y_1)$ і $b(x_2, y_2)$ на площині внаслідок неминучого спотворення довжин ліній, обумовленого проекцією, не дорівнюватиме відстані між відповідними точками на еліпсоїді (у натурі).

Для порівняно коротких відстаней ($D \leq 15$ км) залежність між довжиною S лінії на еліпсоїді і довжиною D хорди на площині може бути виражена за допомогою масштабу зображення, який визначається формулою (7.16), а саме:

$$\frac{D}{S} = m_m = 1 + \frac{y^2 m}{2R_m^2} ,$$

або

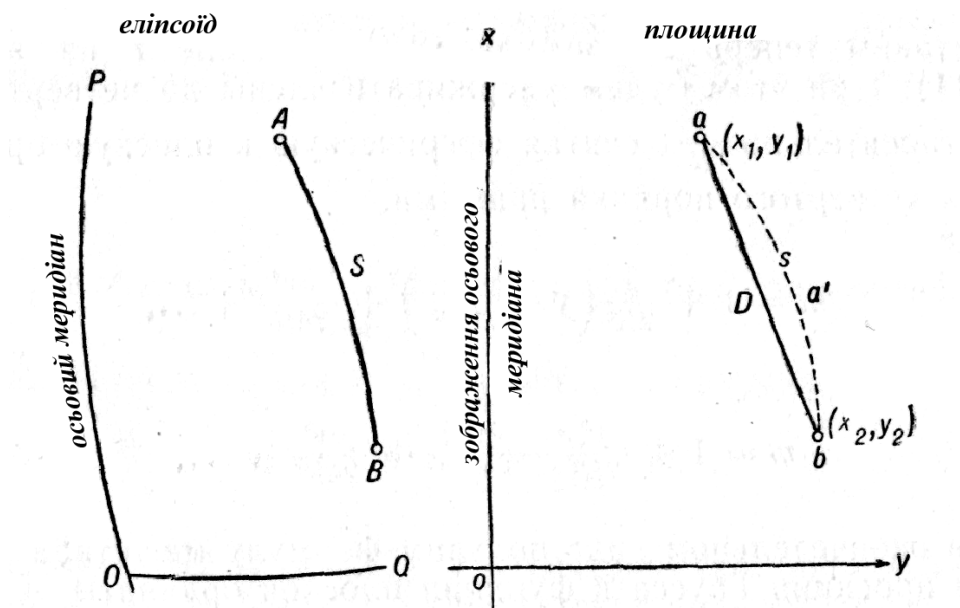


Рис. 178. Зображення геодезичних ліній на еліпсоїді і на площині

$$D = Sm_m = S \left(1 + \frac{y_m^2}{2R_m^2} \right), \quad (7.17)$$

де $y_m = \frac{1}{2}(y_1 + y_2)$ – середня ордината;

$R = \sqrt{MN}$ – середній радіус кривизни в середній точці геодезичної лінії;

m_m – масштаб проекції в середній точці геодезичної лінії.

Отже, щоб перенести довжину лінії з еліпсоїда на площину в проекції Гаусса, її необхідно помножити на масштаб проекції в середній точці цієї лінії.

При обчисленнях зручніше отримувати не безпосередньо саму відстань D , а поправку ΔD , яку належить додати до значення S , щоб отримати шукану відстань D . Тоді, згідно з (7.17),

$$D = S + S \frac{y_m^2}{2R_m^2}, \quad (7.18)$$

$$\Delta D = D - S = S \frac{y_m^2}{2R_m^2}. \quad (7.19)$$

Різниця $\Delta D = D - S$ є шуканою поправкою в довжину лінії при перенесенні її з еліпсоїда на площину. Поправка завжди додатна, інакше кажучи, довжина хорди зображення геодезичної лінії на площині в проекції Гаусса завжди більше від довжини S самої лінії на еліпсоїді.

Формула (7.19) наближена, оскільки вона не враховує зміну масштабу в різних точках лінії. Обчислена по ній поправка ΔD при довжинах до 10 км матиме помилку 1 мм.

Точніша формула, що забезпечує обчислення поправки ΔD при довжинах до 25 км із помилкою близько 2–3 мм, має такий вигляд:

$$D = S + S \frac{y_m^2}{2R_m^2} + S \frac{\Delta y_m^2}{24R_m^2}, \quad (7.20)$$

де $\Delta y = y_2 - y_1$ – різниця ординат кінців лінії на площині.

При обчисленні поправок за редукування коротких ліній з невисокою точністю, наприклад 1 : 1000, значення R можна прийняти постійним, що дорівнює 6380 км. При цьому значенні радіуса і за умови, що довжина S лінії і середня ордината y_m також виражені в кілометрах, формула (7.19) для обчислення шуканої поправки ΔD (у міліметрах) може бути написана так:

$$\Delta D = S \frac{y_m^2}{2 \cdot 6380^2} \cdot 10^6 = 0,01228 S y_m^2. \quad (7.21)$$

Користуючись формулою (7.21), легко скласти таблицю поправок, розраховану для довжини лінії $S = 1$ км для різних значень y_m (табл. 34).

Таблиця 34

Таблиця поправок ΔD

y_m в км	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280
ΔD в мм	20	44	79	123	177	241	315	398	492	595	708	831	964

Щоб за допомогою цієї таблиці обчислити поправку на перенесення на площину лінії довжиною S , останню слід виразити в кілометрах і помножити на табличне значення ΔD , вибране для заданої ординати y_m .

Нехай, наприклад, виміряна на місцевості і віднесена на поверхню референц-еліпсоїда довжина лінії $S=1285,0$ м; ордината y_m середньої точки цієї лінії дорівнює 208 км. Тоді поправка ΔD , що припадає на 1 км довжини і вибрана з таблиці лінійною інтерполяцією для $y_m = 208$ км, дорівнюватиме 533 мм. Отже, шукана поправка ΔD на всю довжину лінії

$$\Delta D = 533 \times 285 = 685 \text{ мм},$$

а довжина лінії, віднесена на площину в проекції Гаусса,

$$D = S + \Delta D = 1285,0 + 0,7 = 1285,7 \text{ м}.$$

З формули (7.19) видно, що спотворення відстаней у проекції Гаусса пропорційно квадрату віддалення середньої точки лінії від осьового меридіана.

На краях шестиградусної зони відносно спотворення відстаней не перевищує 1 : 1000. Тому редукуваннями для віднесення відстаней, виміряних за допомогою віддалеміра кіпрегеля по рейці, можна знехтувати.

2.4. Формули для обчислення поправок у напрямки на кривизну зображення геодезичних ліній на площині

Нехай на поверхні земного еліпсоїда дані точки A і B (рис. 179), між якими проведена геодезична лінія AB , яка є, наприклад, стороною трикутника тріангуляції. З кінців цієї лінії проведемо геодезичні лінії AA_0 і BB_0 , перпендикулярні до осьового меридіана OP зони.

На площині в проекції Гаусса точки a і b , визначені відповідно координатами x_1, y_1 і x_2, y_2 , є зображенням точок A і B еліпсоїда; пряма ox – проекція осьового меридіана OP , а прямі aa_0 і bb_0 являють собою зображення геодезичних ліній AA_0 і BB_0 .

Оскільки в рівнокутній проекції кути зображуються без спотворень, то плоске зображення сфероїдичної трапеції ABV_0A_0 , тобто фігура $a\sigma b b_0 a_0$, повинна мати суму кутів, що дорівнює $360^\circ + \varepsilon$, де ε – сферичний надлишок фігури ABV_0A_0 .

Звідси випливає, що геодезична лінія AB зобразиться на площині деякої кривої $a\sigma b$, угнутість якої буде обернена у бік осі абсцис. Очевидно, сума малих кутів δ_1 і δ_2 , створених зображенням геодезичної лінії $a\sigma b$ із хордою ab , повинна дорівнювати сферичному надлишку ε трапеції ABV_0A_0 , тобто

$$\varepsilon = \delta_1 + \delta_2. \quad (7.22)$$

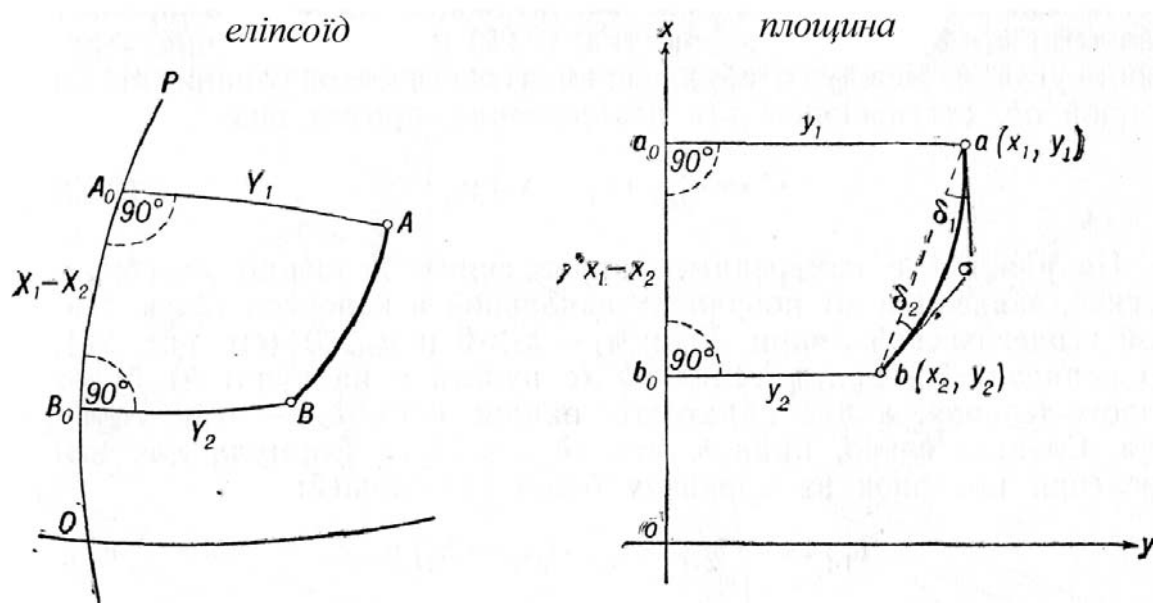


Рис. 179. Абсолютна величина поправки δ за кривизну зображення геодезичної лінії на площині

Із сферичної тригонометрії відомо, що

$$\varepsilon'' = \rho'' \frac{P}{R^2}, \quad (7.23)$$

де P – площа сферичної фігури.

Для обчислення сферичного надлишку площу фігури ABV_0A_0 з великим ступенем точності можна вважати та-

кою, що дорівнює площі плоскої трапеції abb_0a_0 , обчислений за формулою

$$P = \frac{1}{2}(y_1 + y_2)(x_1 - x_2) = (x_1 - x_2)y_m, \quad (7.24)$$

де $\frac{1}{2}(y_1 + y_2)$ – півсума основ трапеції, що дорівнює ординаті y_m середньої точки хорди ab .

Підставивши значення P , виражене формулою (7.24), в рівність (7.23), отримаємо

$$\varepsilon'' = \frac{\rho''}{R^2}(x_1 - x_2)y_m,$$

або з урахуванням рівності (7.22)

$$(\delta_1 + \delta_2)'' = \frac{\rho''}{R^2}(x_1 - x_2)y_m. \quad (7.25)$$

Абсолютні величини малих кутів δ_1 і δ_2 , взагалі кажучи, різні. Проте при відносно невеликих відстанях між пунктами A і B , наприклад, при довжинах сторін трикутників триангуляції до 10 км і $y_m < 100$ км, величини їх можна вважати рівними: $\delta_1 = \delta_2 = \delta$. Тоді формула (7.25) для визначення величини кута δ між зображенням геодезичної лінії aob і хордою ab , що стягує це зображення, набере вигляду

$$\delta'' = \frac{\rho''}{2R^2}(x_1 - x_2)y_m. \quad (7.26)$$

Поправки δ у виміряні напрямки – величини алгебраїчні, залежні від координат початкової і кінцевої точок даної геодезичної лінії. Якщо $x_1 - x_2 > 0$ і $y_m > 0$ (див. рис. 4), то поправка $\delta_{1,2}$ напрямку ab (з пункту a на пункт b) буде додатна, а для зворотного напрямку $\delta_{2,1}$ – від’ємна. Отже, прийнявши, що $|\delta_{1,2}| = |\delta_{2,1}|$, формула для обчислення поправок на кривизну буде такою:

$$\delta_{1,2} = -\delta_{2,1} = \frac{\rho''}{2R^2}(x_1 - x_2)y_m,$$

Коефіцієнт $\frac{\rho''}{2R^2}$ зазвичай позначається через f , тобто

$$f = \frac{\rho''}{2R^2},$$

тоді

$$\delta_{1.2} = -\delta_{2.1} = f (x_1 - x_2) y_m \quad (7.27)$$

Точніші формули, що забезпечують обчислення поправок δ з точністю $0'',01$ і вищі, такі:

з пункту i на пункт k –

$$\delta_{ik} = \frac{1}{3} f (x_i - x_k) (2y_i + y_k), \quad (7.28)$$

а для зворотного напрямку, тобто з пункту k на пункт i ,

$$\delta_{ki} = \frac{1}{3} f (x_k - x_i) (2y_k + y_i). \quad (7.29)$$

Отже, в загальному випадку поправки δ_{ik} і δ_{ki} у взаємні напрямки протилежні за знаком і не дорівнюють один одному за абсолютною величиною, якщо $y_i \neq y_k$.

При обчисленні поправок на кривизну зображення геодезичних ліній на площині в проекції Гаусса для виправлення кутів, виміряних із високою точністю (в державній геодезичній мережі), використовується формула (7.28). При менш точних роботах поправки δ обчислюють за формулою (7.27), вважаючи при цьому, що $f = 0,0025 = \frac{1}{400}$.

У практиці поправки на кривизну знаходяться різними способами: аналітично, за допомогою таблиць і різного роду номограм.

Про знаки поправок δ можна судити не лише по знаках співмножників $(x_i - x_k)$ і $(2y_i + y_k)$ або y_m . Вони легко визначаються за орієнтованою схемою мережі, на якій між пунктами проведені криві $A_{\sigma 1}B$, $A_{\sigma 2}C$, ..., що являють собою зображення геодезичних ліній на площині, а отже, повер-

нені увігнутістю у бік осьового меридіана (осі абсцис), як це показано на рис. 180, *a*.

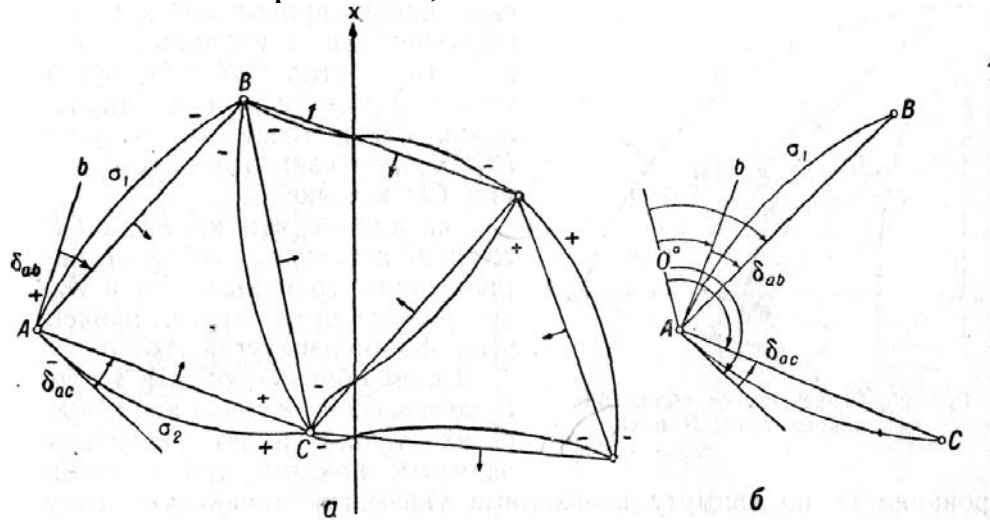


Рис. 180. Знаки поправок δ за схемою мережі

При використанні схеми знак поправки δ_{ab} визначається так. Якщо при переході від дотичної Ab (рис. 180, *б*) в початковій точці кривої $A_{\sigma_1}B$ до хорди AB відлік напрямку чисельно збільшується, то поправка δ_{ab} має знак плюс; якщо ж відлік напрямку зменшується, то поправка, наприклад δ_{ac} , має знак мінус. Це правило зазвичай використовується для контролю визначення знаків шуканих поправок δ .

Поправка кута на кривизну зображення геодезичних ліній обчислюється так само, як і величина самого кута по вимірних напрямках, тобто вона дорівнює різниці поправок у напрямки, що утворюють цей кут. Так, поправка кута A трикутника ABC

$$\delta_a = \delta_{ac} - \delta_{ab},$$

де δ_{ac} і δ_{ab} — поправки в напрямки AC і AB .

2.5. Залежність між азимутом і дирекційним кутом одного і того ж напрямку

При орієнтуванні геодезичних ліній еліпсоїда вихідним орієнтуючим напрямком служить геодезичний меридіан.

Напрямок якої-небудь лінії відносно меридіана визначається її геодезичним азимутом, тобто кутом між північним напрямком меридіана, проведеним через початкову точку лінії, і даною лінією. Нехай точки B , C і D (рис.181) належать одній геодезичній лінії; криві BP і CP – геодезичні меридіани точок B і C . Тоді кут $PBC = A_{bc}$ буде геодезичним азимутом напрямку BC в точці B , а кут $PCD = A_{cd}$ – азимутом напрямку CD в точці C .

Оскільки меридіани BP і CP точок B і C між собою не паралельні, то і кути A_{bc} і A_{cd} не дорівнюють один одному, причому кут A_{cd} більше від кута A_{bc} .

Отже, одна і та ж геодезична лінія в різних своїх точках має різні азимути; тому при орієнтованні її по азимуту необхідно вказувати початкову точку напрямку, для якого визначається азимут.

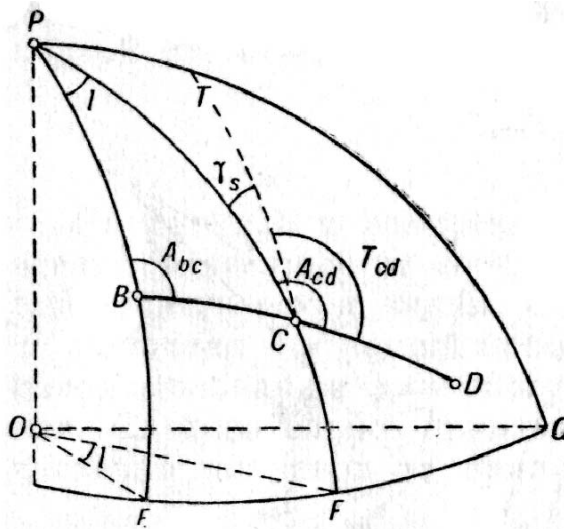


Рис. 181. Геодезичне зближення меридіанів точок B і C

Для орієнтування лінії в будь-якій її точці практично зручніше визначати орієнтуючі кути не від меридіанів точок, а від напрямків, паралельних якому-небудь одному меридіану, а отже, паралельних між собою. У такому разі всі орієнтуючі кути однієї і тієї ж лінії в різних її точках будуть рівні між собою і напрямок кожної лінії визначатиметься тільки одним орієнтуючим кутом.

При проектуванні геодезичних мереж з еліпсоїда на площину в проекції Гаусса так і роблять: середній меридіан зони, в якій розташована оброблювана мережа, приймають за осьовий меридіан і орієнтування усіх ліній в зоні здійснюють по кутах, що утворюються цими лініями з напрямками, паралельними осьовому меридіану. Якщо, наприклад, меридіан точки B вважати осьовим, то в точці C для орієнтування відрізка CD орієнтуючий кут відраховується не від меридіана цієї точки, а від напрямку CT , паралельного осьовому меридіану BP (від геодезичної паралелі).

Кут $TCD = T_{cd}$, що утворений в цій точці геодезичною паралеллю осьовому меридіану і шуканим напрямком, називається дирекційним кутом цього напрямку на еліпсоїді.

Для точки, взятої на осьовому меридіані, очевидно, дирекційний кут будь-якої лінії дорівнює її азимуту. Для точок, що розташовані в стороні від осьового меридіана, дирекційні кути шуканих напрямків різняться від їх азимутів на величину кута γ_s , який називається геодезичним зближенням меридіанів.

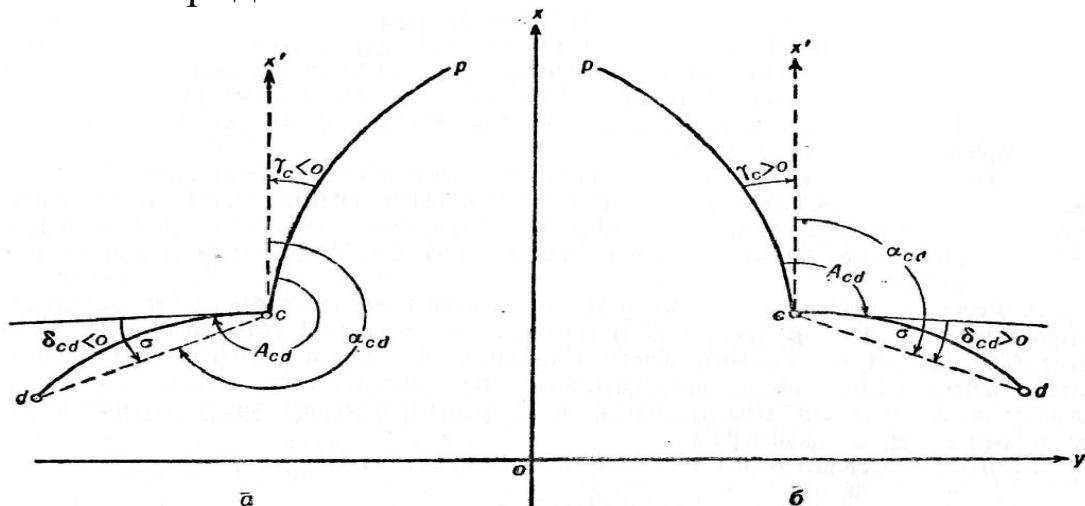


Рис. 182. Зв'язок між азимутом і дирекційним кутом

Геодезичне зближення даного й осьового меридіанів, тобто кут, утворений у цій точці її меридіаном і перерізом поверхні еліпсоїда в цій точці, паралельним осьовому ме-

ридіану, можна розглядати як азимут північного напрямку геодезичної паралелі.

На рис. 181 кут γ_s зображений як кут між меридіаном CP точки C і напрямком CT , паралельним BP . Як видно з рисунка,

$$T_{cd} = A_{cd} - \gamma_{s'} \quad (7.30)$$

Така залежність між геодезичним азимутом і дирекційним кутом одного і того ж напрямку на еліпсоїді.

При орієнтуванні напрямків на площини в проекції Гаусса початковим орієнтуючим напрямком є зображення осьового меридіана (прямою, що приймається за вісь абсцис на площині). В цьому випадку всі шукані напрямки при їх орієнтуванні відносять до додатного напрямку осі абсцис.

Нехай точки c і d (рис. 182) є зображеннями на площині в проекції Гаусса точок C і D еліпсоїда; крива cp – зображення меридіана CP , що проходить через точку C ; c_d – зображення на площині геодезичної лінії CD еліпсоїда; cx' – пряма, паралельна осі абсцис ox на площині.

Кут $x'cd = \alpha_{cd}$, що утворюється лінією $x'c$, паралельною осі абсцис, і прямою cd , що з'єднує кінці зображення геодезичної лінії c_d , називається дирекційним кутом цієї прямої на площині. Відлік дирекційних кутів здійснюється аналогічно азимутам: від додатного напрямку осі абсцис або ліній, їй паралельних, за рухом годинникової стрілки від 0 до 360°.

Кут γ_c між зображенням меридіана точки C і прямою cx' , паралельною осі абсцис (тобто азимут в цій точці додатного напрямку осі абсцис), називається зближенням меридіанів на площині або гауссовим зближенням меридіанів. У практиці його зазвичай називають просто зближенням меридіанів у даній точці.

Зближення меридіанів вважається додатним для усіх точок, що розташовані на схід від осьового меридіана

(рис. 182, б), і від'ємним – для точок, що розташовані на захід від осьового меридіана (рис. 182, а), тобто кут γ має завжди той же знак, що й ордината даної точки.

Внаслідок рівнокутності проекції кут між зображенням меридіана $ср$ точки C і зображенням $с_0d$ геодезичної лінії CD , яка дорівнює геодезичному азимуту A_{cd} цієї лінії, що дозволяє, знаючи зближення меридіанів, переходити від геодезичного азимута лінії на еліпсоїді до дирекційного кута прямої cd на площині, і навпаки.

Безпосередньо з рис. 182, б випливає, що

$$a_{cd} = A_{cd} - \gamma + \delta_{cd'} . \quad (7.31)$$

Отже, для переходу від геодезичного азимута лінії на еліпсоїді до дирекційного кута прямої на площині необхідно від геодезичного азимута алгебраїчно відняти зближення меридіанів в початковій точці напрямку й алгебраїчно додати поправку на кривизну зображення геодезичної лінії, обчислену для шуканого напрямку.

2.6. Обчислення кута зближення меридіанів

Нехай точка A (рис. 183) на поверхні еліпсоїда задана широтою B і довготою l від осьового меридіана PQ деякої зони; PA – меридіан і AA_1 – паралель даної точки, що перетинає осьовий меридіан у точці A_1 ; крива AT – переріз поверхні еліпсоїда площиною, паралельною площині осьового меридіана PQ (геодезична паралель осьовому меридіану); AT_1 – дотична до геодезичної паралелі AT ; AM і A_1M – дотичні до меридіанів у точках A і A_1 ; γ – геодезичне зближення меридіанів точок A і A_1 , що дорівнює куту при точці A між меридіаном AP і геодезичною паралеллю AT .

При досить малій довготі l точки A можна вважати, що дотична розташована в площині трикутника AA_1M і паралельна площині осьового меридіана. Тому вважатимемо, що кут MAT_1 , або γ , дорівнює куту AMA_1 .

Помітимо, що кути γ і l спираються на одну і ту ж дугу AA_1 паралелі.

Довжина дуги AA_1 паралелі з різницею довгот l визначається формулою

$$S = N \cos B \frac{\lambda}{\rho}. \quad (a)$$

З іншого боку, вважаючи фігуру AMA_1 плоским сектором з радіусом AM і центральним кутом γ , довжину тієї ж дуги AA_1 можна визначити з рівності

$$S = AM \frac{\gamma'}{\rho}.$$

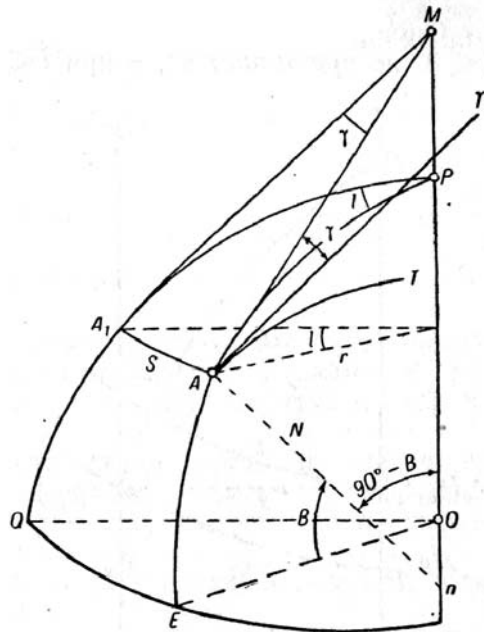


Рис. 183. Кут зближення меридіанів по географічних координатах

Якщо врахувати, що у прямокутного трикутника AMn
 $AM = N \operatorname{ctg} B$,

то

$$S = N \operatorname{ctg} B \frac{\gamma}{\rho}. \quad (б)$$

Прирівнявши обидва значення дуги AA_l , що визначаються рівностями (а) і (б), тобто

$$N \operatorname{ctg} B \frac{\gamma}{\rho} = N \cos B \frac{\lambda}{\rho},$$

легко зробити висновок, що

$$\gamma = \lambda \sin B. \quad (7.32)$$

Така формула для визначення зближення меридіанів по географічних координатах B і l .

Кут зближення меридіанів γ виражається в тих же кутових одиницях, що й різниця довгот l , і має той самий знак, що й l .

Якщо, наприклад, геодезичні координати деякої точки визначаються величинами: широта $B = 58^\circ 12',5$ і довгота $L = 36^\circ 16',3$, то ця точка розташована в 7-й шестиградусній зоні, довгота осьового меридіана якої $L_0 = 6^\circ \cdot n - 3^\circ = 39^\circ$.

Отже, різниця довгот цієї точки і осьового меридіана зони $\lambda = L - L_0 = 36^\circ 16',3 - 39^\circ = -2^\circ 43',7$,

а шуканий кут зближення меридіанів в цій точці

$$\gamma = l \sin B = -163',7 \cdot 0,8500 = -139',1 = -2^\circ 19',1.$$

Помилка значення кута γ , обчисленого за формулою (7.32), при $l \leq 3^\circ$ не перевищує $4''$, а при $l \leq 1^\circ,5 - 0'',5$.

Якщо відомі не геодезичні координати B і l точки A , а плоскі прямокутні x і y , то обчислення кута γ здійснюють за формулою з плоскими прямокутними координатами. Щоб отримати таку формулу, в рівності (7.32) величини l і B замінимо так.

Знаючи, що кут l досить малий, замінимо невідому широту B точки A (рис. 184) широтою B_0 точки A_0 , що розташована на осьовому меридіані й має абсцису, що дорівнює абсцисі x даної точки A . Широту B_0 за наявності абсциси точки A можна вважати відомою, оскільки її легко визначити, користуючись таблицями дуг меридіана.

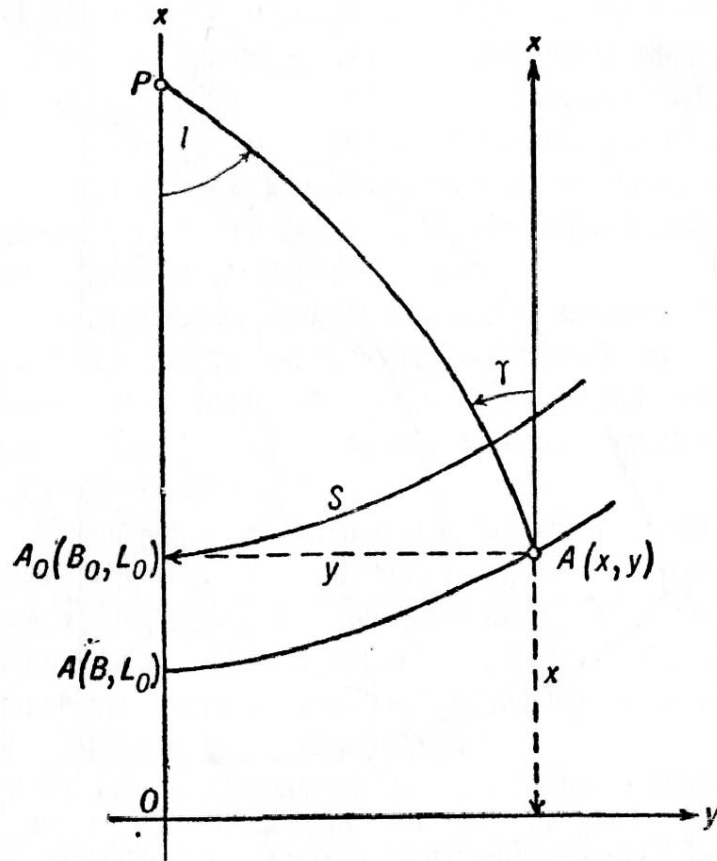


Рис. 184. Кут зближення меридіанів по плоских координатах

Ординату y точки A приблизно можна вважати рівною довжині дуги S паралелі з широтою B_0 і різницею довгот l . Тоді

$$S = y = N_0 \cos B_0 \frac{l}{\rho},$$

звідки

$$l = \rho \frac{y}{N_0 \cos B_0},$$

де N_0 – радіус кривизни під широтою B_0 перерізу першого вертикала, що дорівнює довжині нормалі.

Після підставлення цього значення l у формулу (7.32), вважаючи при цьому, що $B = B_0$, отримаємо

$$\gamma = \rho \frac{\operatorname{tg} B_0}{N_0} y. \quad (7.33)$$

Для точок однієї паралелі кут зближення меридіанів можна вважати пропорційним ординаті y , як це видно з формули (7.33), а вираз $\frac{\rho}{N_0} \operatorname{tg} B_0$, що залежить тільки від x даної точки, можна розглядати як коефіцієнт пропорційності.

Якщо ординату y виразити в кілометрах, довжину нормалі – в метрах, а шуканий кут γ – в мінутах, то замість формули (7.33) отримаємо:

$$\gamma' = \rho' \frac{\operatorname{tg} B_0}{N_0} \cdot 1000 y_{\text{ки}}$$

й остаточно

$$\gamma' = k y_{\text{ки}}, \quad (7.34)$$

де
$$k = \frac{\rho'}{N_{0\text{м}}} \operatorname{tg} B_0 \cdot 1000.$$

Формули (7.32) і (7.34) наближені. Точніші формули для обчислення кута зближення меридіанів мають вигляд:

за наданими географічними координатами –

$$\gamma'' = l \sin B + \frac{l''^2}{3\rho''^2} \sin B \cos^2 B; \quad (7.35)$$

за заданими плоскими прямокутними координатами –

$$\gamma'' = \frac{\rho''}{N_0} \operatorname{tg} B_0 y - \frac{\rho''}{3N_0^3} \operatorname{tg} B_0 (1 + \operatorname{tg}^2 B_0) y^3. \quad (7.36)$$

3. Перетворення координат

3.1. Перетворення плоских прямокутних координат із однієї шестиградусної зони проекції Гаусса в суміжну шестиградусну зону

У практиці геодезичних робіт доволі часто мережі триангуляції, полігонометричні ходи і геодезичні лінії, особ-

ливо великої протяжності, виходять за межі однієї зони, тобто спираються своїми кінцями на пункти, розташовані в різних координатних зонах і, отже, задані в різних системах координат. Зрозуміло, що різносистемні координати непридатні для сумісного використання в геодезичних роботах: спочатку вони повинні бути зведені в одну систему, тобто до одного осьового меридіана.

Отже, наявність шестиградусних координатних зон, на яких ділиться земна поверхня при використанні плоских прямокутних координат у проекції Гаусса, призводить інколи до необхідності перетворювати ці координати із системи однієї зони в систему іншої зони.

Задача перетворення координат із зони в зону полягає в тому, що за даними плоскими прямокутними координатами x_I, y_I точки A в системі однієї зони визначаються координати x_{II}, y_{II} тієї ж точки A в системі іншої, звичайно суміжної зони (рис. 185).

Для її розв'язання існує кілька різних способів. Можна, наприклад, переобчислення координат x_I, y_I точки A із зони з осьовим меридіаном L_0^I перенести в суміжну зону з осьовим меридіаном L_0^{II} через геодезичні координати, тобто спочатку перетворити плоскі прямокутні координати x_I, y_I в геодезичні B_I і l_I , потім віднести отримані геодезичні координати до осьовому меридіану сусідньої зони (в нашому прикладі $B_{II}=B_I, l_{II} = l_I - 6^\circ$) і, нарешті, перетворити геодезичні координати B_{II} і l_{II} в плоскі прямокутні координати x_{II} і y_{II} . Однак таке розв'язання доволі трудомістке, тому ним можна скористатися лише у тих випадках, коли необхідно перетворити координати невеликої кількості пунктів.

При значній кількості пунктів переобчислення координат із зони в зону здійснюють за спеціальними таблицями, що значно спрощує роботу.

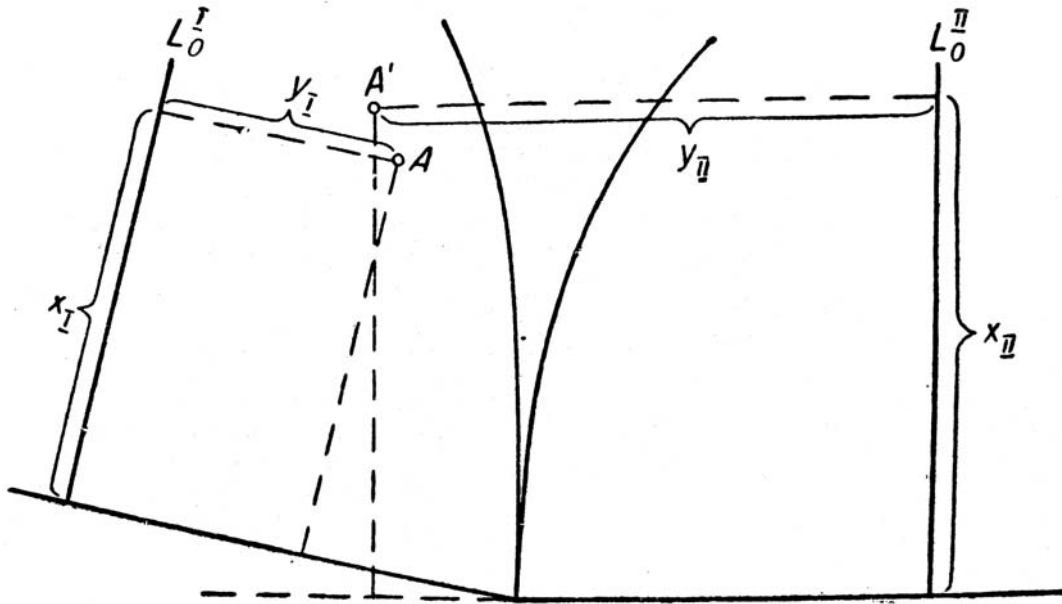


Рис. 185. Координати точки A в різних зонах

Протягом кількох років різними авторами (А.М. Віровець, Б.Н. Рабінович, А.А. Тимофєєв, Є.Є. Бірюков, В.Л. Коган та ін.) складено багато таблиць. Але всі вони дозволяють виконувати перетворення координат із зони в зону для пунктів, віддалення яких від осьового меридіана не перевищує $3^{\circ}30'$, тобто у смузї шириною біля $30'$ на схід і на захід від роздільного меридіана.

При підготовці вихідних даних для розв'язання задач на великі відстані необхідність у перетворенні координат пунктів виникає у більш широкий смузї на стиках зон. У цьому випадку застосування вищезазначених таблиць або обмежене, або взагалі неможливе.

Найбільш зручні для цієї цілі таблиці В.П. Морозова. Вони дозволяють виконувати переобчислення координат пунктів із однієї шестиградусної зони проекції Гаусса в суміжну шестиградусну зону в смузї перекриття, що дорівнює ширині зони.

При користуванні зазначеними таблицями для перетворення прямокутних координат із однієї шестиградусної зони в іншу використовують такі формули:

$$x_{II} = x_I + c_o + (c)_x c + (k)_x k + (c^2)_x c^2 + (ck)_x ck + (k^2)_x k^2 + \\ + (c^2 k)_x c^2 k + (ck^2)_x ck^2 + (k^3)_x \cdot 0.1k^3$$

$$y_{II} = y_I + k_o + (c)_y c + (k)_y k + (c^2)_y c^2 + (ck)_y ck + (k^2)_y k^2 + \\ + (c^2 k)_y c^2 k + (ck^2)_y ck^2 + (k^3)_y \cdot 0.1k^3.$$

де x_I, y_I – відомі координати пункту, які необхідно перетворити;

x_{II}, y_{II} – невідомі координати того ж пункту в системі суміжної зони;

$$c = (x_I - x_0) \cdot 10^{-5}$$

$$k = (y_I - y_0) \cdot 10^{-5} - \text{інтерполяційні множники};$$

x_0 – найближча до x_I таблична абсциса;

y_0 – таблична ордината, зазначена під значенням x_0 .

Величини $c_0, k_0, (c)_x, (c)_y, (k)_x, (k)_y, \dots, (k^3)_y$ є членами рядів розкладу функції координат за ступенями різниці довгот осьових меридіанів. Вони дозволяють увести в координати пунктів, які необхідно перетворити в систему суміжної зони, поправки на поворот координатних осей і на зміну масштабу зображення в проекції Гаусса.

Значення величин $c_0, k_0, (c)_x, (c)_y, (k)_x, (k)_y, \dots, (k^3)_y$ вибирають із таблиць без інтерполяції за аргументами x_0, y_0 . У коефіцієнтів, поданих у таблиці з подвійними знаками, верхні знаки використовуються при переході з західної зони в суміжну східну.

Для контролю обчислень перетворення координат доцільно здійснювати двічі, тобто після перетворення із західної зони в східну виконують зворотний перехід – із східної в західну з метою отримання вже відомих координат.

Надійний контроль надає також використання при обчисленнях двох систем коефіцієнтів, які відповідають двом аргументам, один з яких $x_0 < x_I$, а другий $x_0 > x_I$.

Точність переобчислення координат за вказаними вище таблицями залежить від величини k (принаймні при переході в суміжну зону вони дозволяють перетворити координати).

нати з точністю до 1 м). Існують і більш точні формули та відповідні їм таблиці.

3.2. Перетворення геодезичних координат у плоскі прямокутні координати Гаусса

Щоби перетворити геодезичні координати в плоскі прямокутні координати, необхідно встановити математичну залежність між відомими геодезичними координатами B і L деякої точки A еліпсоїда і невідомими плоскими прямокутними координатами Гаусса x і y тієї ж точки. Скористаємося для цього системою прямокутних сферичних координат як перехідною, тобто спочатку встановимо зв'язок відомих і невідомих величин із прямокутними сферичними координатами X і Y .

Залежність між плоскими прямокутними і сферичними координатами однієї і тієї ж точки, як уже зазначалося, виражається формулою (7.13). Якщо тепер прямокутні сфероїдичні координати виразити через геодезичні (географічні) і потім прийняти сфероїдичні прямокутні координати точки на еліпсоїді такими, що збігаються зі сферичними прямокутними координатами, та підставити ці вирази у рівняння (7.13), можна вважати, що задача буде розв'язана. Такий шлях виведення формул, що визначають залежність між географічними і плоскими прямокутними координатами, був наданий Б.С. Кузьмінім.

Поверхня земного еліпсоїда близька до сферичної, тому для спрощення виведення приймемо її за поверхню кулі з радіусом, що дорівнює довжині нормалі N в даній точці. Тоді, вважаючи, що сферична ордината Y точки A (рис. 186) приблизно дорівнює довжині дуги паралелі AA_0 , можна записати

$$\frac{l''}{\rho''} = \frac{Y}{r}.$$

Оскільки із трикутника ACC_1 $r = N \cos B$, то

$$Y = \frac{l''}{\rho''} N \cos B.$$

Наведемо без виведення більш строгий вираз сферичної ординати через координати B і l :

$$Y = \frac{l''}{\rho''} N \cos B - \frac{l''^3}{6\rho^3} N \sin^2 B \cos B, \quad (7.37)$$

де l'' – довгота точки A відносно осьового меридіана OP , вираженого в секундах;

B – геодезична широта точки A ;

N – довжина нормалі під широтою B ;

ρ'' – величина радіана, виражена в секундах градусної міри.

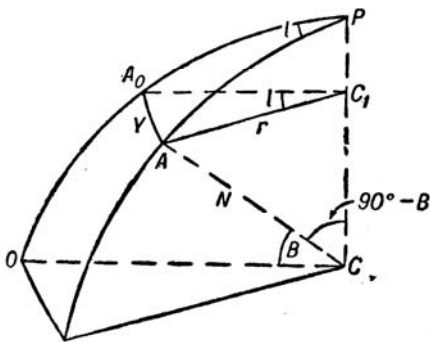


Рис. 186. Залежність між прямокутними сферичними і плоскими координатами

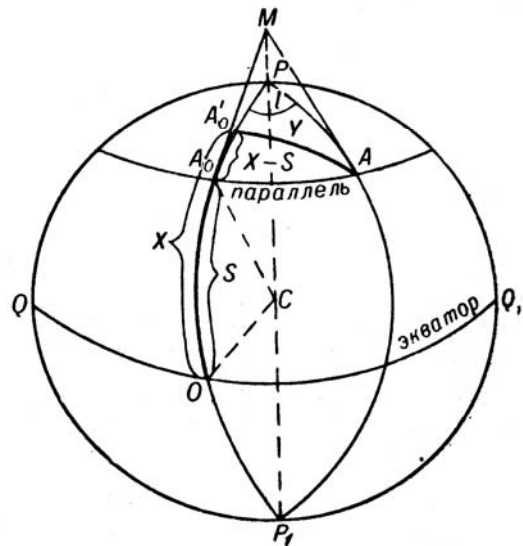


Рис. 187. Залежність між прямокутними сферичними і плоскими абсцисами

Підставивши тепер значення Y із виразу (7.37) в другу формулу (7.13) і зберігаючи при цьому члени третього порядку і менш відносно l , отримаємо значення плоскої ординати y , виражене через геодезичні координати, тобто

$$y = \frac{l''}{\rho''} N \cos B + \left(\frac{l''}{\rho''} \right)^3 \frac{N}{6} \cos^3 B (1 - \operatorname{tg}^2 B). \quad (7.38)$$

Сферичну абсцису X точки A можна зобразити у вигляді суми двох дуг: дуги $OA_0 = S$ (рис. 187) і дуги $A_0A'_0 = X - S$. Тоді будемо мати тотожність

$$X = S + (X - S). \quad (7.39)$$

Значення довжини дуги S , виражене в метрах, можна вибрати за аргументом B даної точки зі спеціальних таблиць.

Отже, щоби знайти X , достатньо відшукати різницю $X - S$.

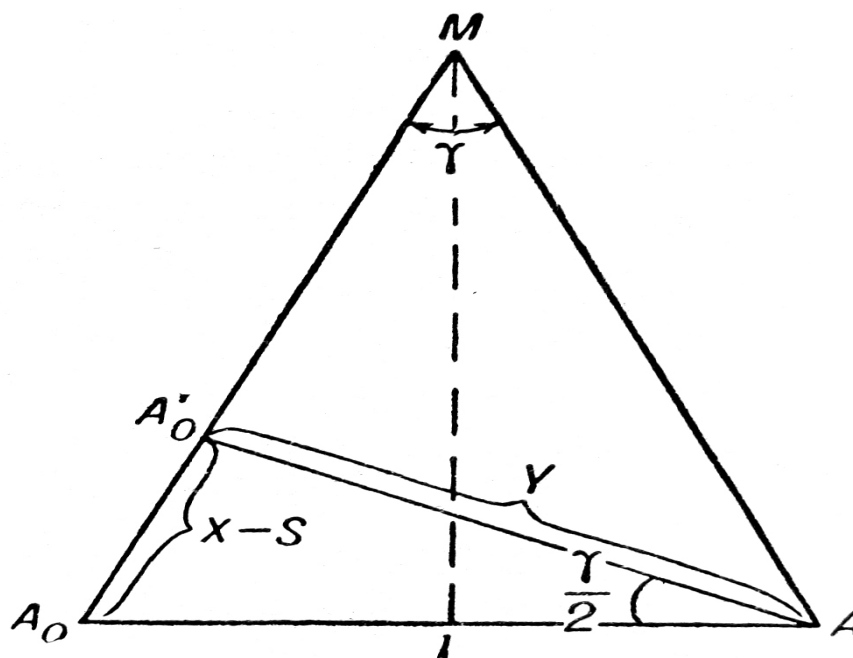


Рис. 188. Визначення різниці $X - S$

Для отримання $X - S$ скористаємося фігурою AA_0M , де A_0M і AM – дотичні в точках A_0 і A до відповідних меридіанів, які створюють при точці M кут γ , що збігається з кутом зближення меридіанів даних точок.

З'єднавши точки A і A_0 прямою, розглянемо отриманий трикутник AA_0M на окремому рисунку (рис. 188). Проведемо AA'_0 перпендикулярно A_0M . Перпендикуляр AA'_0

приймемо рівним сферичній ординаті Y , а відрізок $A_0A'_0$ – різниці $X - S$.

У рівнобедреному трикутнику AA_0M кут

$$A_0 = \frac{180^\circ - \gamma}{2} = 90^\circ - \frac{\gamma}{2}.$$

У прямокутному трикутнику $AA_0A'_0$ кут

$$A = 90^\circ - (90^\circ - \frac{\gamma}{2}) = \frac{\gamma}{2},$$

а

$$X - S = Y \operatorname{tg} \frac{\gamma}{2}.$$

Замінивши через малість кута $\operatorname{tg} \frac{\gamma}{2}$ на $\frac{\gamma}{2\rho}$, будемо ма-

ти

$$X - S = Y \frac{\gamma}{2\rho}.$$

(7.40)

Підставивши у вираз (7.40) значення Y із формули (7.37), а γ із формули (7.32), отримаємо

$$X - S = \frac{Nl^2}{2\rho^2} \sin B \cos B,$$

звідки

$$X = S + \frac{N}{2} \left(\frac{l}{\rho} \right)^2 \sin B \cos B. \quad (7.41)$$

Але за першою формулою (7.13) $x = X$, тому

$$x = S + \frac{N}{2} \left(\frac{l''}{\rho''} \right)^2 \sin B \cos B. \quad (7.42)$$

При виведенні формул (7.38) і (7.42) були зроблені спрощення, тому ці формули дають приблизне вираження

плоских прямокутних координат через геодезичні координати. Вони забезпечують перетворення координат з точністю ± 5 м.

Якщо ввести позначення

$$\begin{aligned} a &= \frac{N}{2\rho^2} \sin B \cos B \cdot 10^8, \\ c &= \frac{N}{\rho} \cos B \cdot 10^4, \\ \delta y &= \frac{N}{6} \left(\frac{l''}{\rho''} \right)^3 \cos^3 B (1 - \operatorname{tg}^2 B), \\ l &= l'' \cdot 10^{-4}, \quad l'' = L - L_o, \quad X = S, \end{aligned} \quad (7.43)$$

то рівності (7.38) і (7.42) матимуть вигляд

$$\begin{aligned} x &= X + al^2, \\ y_o &= cl + \delta y. \end{aligned} \quad (7.44)$$

У формулах (7.44) x і y_o – плоскі прямокутні координати Гаусса, при цьому y_o – ордината, що показує відстань від даної точки до осьового меридіана зони, виражена в метрах. Знак y_o визначається знаком l .

Практично перетворення координат звичайно здійснюються за допомогою заздалегідь складених таблиць.

У деяких спеціальних посібниках розміщені таблиці, складені за формулами (7.44) з позначенням (7.43). Величини X , a , c обирається з них за аргументом B (широта точки) із застосуванням лінійного інтерполювання. Поправка δy (в метрах) обирається за аргументами B і l_o (довгота точки від осьового меридіана). Вона алгебраїчно додається до cl . При від'ємних значеннях l табличні знаки δy необхідно змінити на зворотні, оскільки таблиця складена для додатних значень l .

Щоб уникнути зайвих помилок при перетворенні геодезичних координат у плоскі табличні інтерполяційні коефіцієнти можна ввести безпосередньо в робочі формули

(7.44). Посібником з обчислення азимута передбачені для цього такі позначення:

$$\begin{aligned} a_1 + \Delta a_1 m &= \frac{N}{2\rho^2} \sin B \cos B \cdot 10^8, \\ b_1 + \Delta b_1 m &= \frac{N}{\rho} \cos B \cdot 10^4, \\ b_2 &= \frac{N}{6\rho^3} \cos^3 B (1 - \operatorname{tg}^2 B) \cdot 10^{12}, \\ n &= l'' \cdot 10^{-4}, \quad l = L - L_o, \\ S &= X = X_1 + \Delta X m. \end{aligned} \quad (7.45)$$

Тоді формули (8.38) і (8.42) набудуть вигляду

$$\begin{aligned} x &= (a_1 + \Delta a_1 m) n^2 + X_1 + \Delta X m, \\ y_o &= (b_1 + \Delta b_1 m + b_2 n^2) n, \end{aligned} \quad (7.46)$$

де $m = (B - B_{\text{табл}})''$ – інтервал інтерполяції;

Δa_1 , Δb_1 і ΔX – зміни табличних величин a_1 , b_1 і X при зміні широти B на $1''$;

x і y_o – шукані абсциса і умовна ордината.

Значення X_1 , a_1 , b_1 , b_2 та інтерполяційні коефіцієнти ΔX , Δa_1 і Δb_1 обираються без інтерполяції із таблиць за аргументом $B_{\text{табл}}$ (найближчим меншим значенням широти B , заокругленим до $10'$).

Формули (7.44) і (7.46) – ідентичні. Їх зовнішня відмінність викликана лише позначеннями, що відрізняються одне від одного.

У таблиці 35 наведений приклад перетворення координат за формулами (7.46).

Для перетворення геодезичних координат у плоскі з більш високою точністю можуть бути застосовані інші таблиці, складені за більш строгими формулами.

Таблиця 35

Перетворення геодезичних координат у плоскі прямокутні
координати

№ дій	Елементи формул	Пункт Пул- кове	Пояснення
1	B	$52^{\circ}20'07'',6$	Переведення в секунди здійснюється за допомогою таблиць
2	L	$27\ 31\ 35.0$	
3	L_o	27°	
4	$l = L - L_o$	$+0^{\circ}31'35'',0$	
5	$n = l'' \cdot 10^{-4}$	$0,18950$	
6	n^2	0.0359	Інтервал інтерполяції $m = 52^{\circ}20'07'',6 - 52^{\circ}20'00'' = 7'',6$ За аргументом $B_{табл} = 52^{\circ}20'$ за таблицями. Там же $\Delta a_1 = -0.009$
7	m	$7'',6$	
8	a_1	3633	
9	$\Delta a_1 m$	0	
10	$(a_1 + \Delta a_1 m)n^2$	130	
11	X_1	$5\ 800\ 536$	$30,910 \times 7.6 = 235$ До цілих метрів За аргументом $B = 52^{\circ}20'$ Там же $\Delta b_1 = -1.88$ $b_2 = -19$
12	$\Delta X m$	235	
13	x	$5\ 800\ 901$	
14	b_1	$189\ 355$	
15	$\Delta b_1 m$	-9	
16	$b_2 n^2$	-1	Значення ординати від осьового меридіана
17	$b_1 + \Delta b_1 m + b_2 n^2$	$189\ 345$	
18	$(b_1 + \Delta b_1 m + b_2 n^2)n$	$+35\ 881$	
19	y	$5\ 535\ 881$	

При переобчисленні координат із точністю до $0.001\ м$ використовують таблиці для обчислення координат Гаусса – Крюгера в межах широт від 30 до 80° , складені під керів-

ництвом Д.А. Ларіна. При складанні цих таблиць для обчислення абсциси й ординати використані рівняння, які, крім вказаних у формулах (7.38) і (7.42) двох членів, містять додаткові члени п'ятого і шостого порядків малої величини $\frac{l''}{\rho''}$.

Наведемо більш точні вирази для координат x і y , виведення яких надається в курсах сфероїдної геодезії:

$$\begin{aligned} x = S + \frac{N}{2} \left(\frac{l''}{\rho''} \right)^2 \sin B \cos B + \frac{N}{24} \left(\frac{l''}{\rho''} \right)^4 \sin B \cos^3 B (5 - t^2 + \\ + 9\eta^2 + 4\eta^4) + \frac{N}{720} \left(\frac{l''}{\rho''} \right)^6 \sin B \cos^5 B (61 - 58t^2 + t^4), \\ y = N \left(\frac{l''}{\rho''} \right) \cos B + \frac{N}{6} \left(\frac{l''}{\rho''} \right)^3 \cos^3 B (1 - t^2 + \eta^2) + \\ + \frac{N}{120} \left(\frac{l''}{\rho''} \right)^5 \cos^5 B (5 - 18t^2 + t^4 + 14\eta^2 - 58\eta^2 t^2), \end{aligned} \quad (7.47)$$

де N – радіус кривизни перерізу першого вертикала під широтою B ;

$$t = \operatorname{tg} B;$$

$$\eta = e' \cos B;$$

$$e' = \frac{a^2 - b^2}{b^2} \text{ – другий ексцентриситет меридіанного еліпса;}$$

a і b – велика і мала півосі еліпсоїда.

У згаданих таблицях Д.А. Ларіна довжина дуги меридіана позначена через X , коефіцієнти при l^2 і l^4 у виразі для x – відповідно через a_1 і a_2 , а коефіцієнти при l і l^3 у виразі для y – через b_1 і b_2 ; члени п'ятого і шостого порядків відносно $\frac{l}{\rho}$ позначені через δ_x і δ_y . З цими позначеннями

формули (7.47) матимуть вигляд

$$\begin{aligned}x &= X + a_1 l^2 + a_2 l^4 + \delta_x; \\y &= b_1 l + b_2 l^3 + \delta_y.\end{aligned}\quad (7.48)$$

3.3. Перетворення плоских прямокутних координат Гаусса в геодезичні

Задача перетворення прямокутних координат x і y в геодезичні B і l зворотна по відношенню до задачі, яку ми розглянули у попередньому параграфі. Формули для її розв'язання можна вивести із сумісного розв'язання рівнянь (7.47) відносно B і l способом послідовних наближень, обравши в цих рівняннях таку кількість членів, яка необхідна для забезпечення заданої точності обчислення B і l . Наприклад, щоби обчислити геодезичні координати з точністю 7 м (що відповідає в широтах до $60^\circ 0''.5 - 0''.8$ кутової міри), достатньо розв'язати таке рівняння:

$$\begin{aligned}x &= S + \frac{l^2}{2\rho^2} N \sin B \cos B + \frac{l^4}{24\rho^4} N \sin B \cos^3 B (5 - \operatorname{tg}^2 B), \\y &= \frac{l}{\rho} N \cos B + \frac{l^3}{6\rho^3} N \cos^3 B (1 - \operatorname{tg}^2 B).\end{aligned}\quad (7.49)$$

Розглядаючи величину $x - S$ як дугу осьового меридіана $A_o A'_o$ (рис. 189), можна розв'язати рівняння (7.49) відносно B та l і в підсумку отримати такі формули для перетворення плоских прямокутних координат у геодезичні:

$$\begin{aligned}B &= B_o - \frac{\rho \operatorname{tg} B_o}{2R_o^2} y^2 + \frac{\rho \operatorname{tg} B_o}{24R_o^4} (5 + 3\operatorname{tg}^2 B_o) y^4, \\l &= \frac{\rho}{N_o \cos B_o} y - \frac{\rho}{6N_o^3 \cos B_o} (1 + 2\operatorname{tg}^2 B_o) y^3,\end{aligned}\quad (7.50)$$

де B_o – геодезична широта основи сферичної ординати AA'_o (точки A'_o), яка може бути вибрана з таблиць за аргументом x даної точки A ;

N_o – радіус кривизни в точці A'_o першого вертикала;

$R_o = \sqrt{M_o N_o}$ – середній радіус у тій же точці.

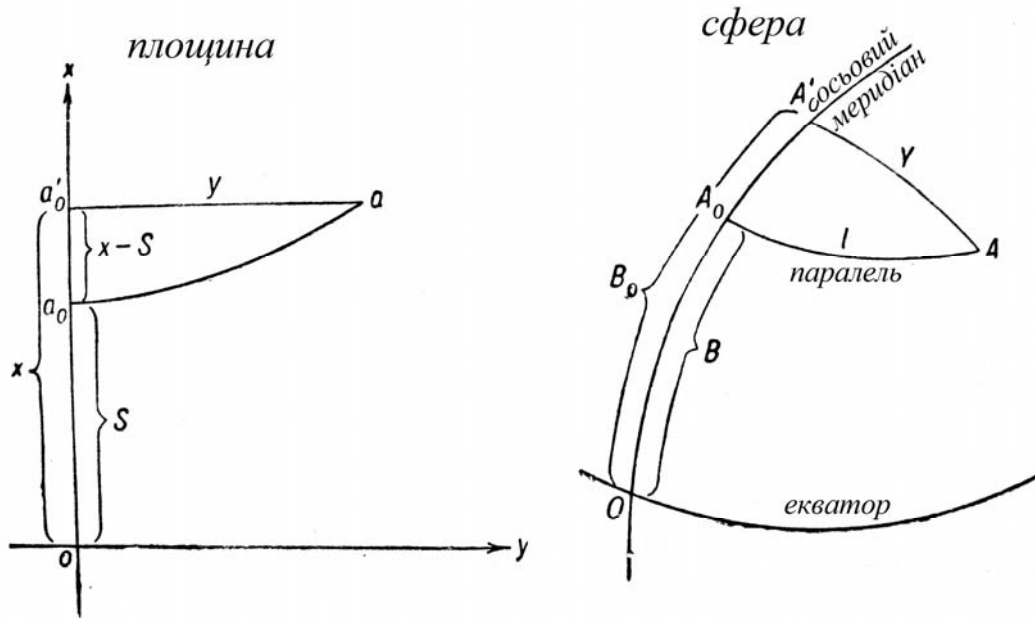


Рис. 189. Перетворення плоских прямокутних координат у геодезичні

Якщо у формулі (7.50) знехтувати членами четвертого порядку малості відносно $\frac{y}{R}$ і ввести позначення

$$A = \frac{\rho \operatorname{tg} B_o}{2R_o^2} \cdot 10^{10}; \quad z = y \cdot 10^{-5}; \quad C = \frac{\rho}{N_o \cos B_o} \cdot 10^5;$$

$$\delta l = \frac{\rho y^3}{6N_o^3 \cos B_o} (1 + 2 \operatorname{tg}^2 B_o), \quad (7.51)$$

то отримаємо

$$B = B_o - Az^2; \\ l = \pm(Cz - \delta l). \quad (7.52)$$

Знак l визначається знаком ординати y .

Для визначення величин B_o , A , C і δl складені таблиці, розміщені в спеціальних посібниках.

Щоб увести табличні інтерполяційні коефіцієнти безпосередньо в робочі формули, праву частину другого рівняння (7.50) перетворюють, після чого ці рівняння матимуть такий вигляд:

$$B = B_o - \frac{\rho \operatorname{tg} B_o}{2R_o^2} y^2 + \frac{\rho \operatorname{tg} B_o}{24R_o^4} (5 + 3\operatorname{tg}^2 B_o) y^4;$$

$$l = \frac{y}{\frac{N_o \cos B_o}{\rho} + \frac{\cos B_o (1 + 2\operatorname{tg}^2 B_o)}{6\rho N_o} y^2}. \quad (7.53)$$

Увівши позначення

$$q = y \cdot 10^{-6};$$

$$c_2 = -\frac{\rho \operatorname{tg} B_o}{2R_o^2} \cdot 10^{12};$$

$$c_4 = \frac{\rho \operatorname{tg} B_o}{24R_o^4} (5 + 3\operatorname{tg}^2 B_o) \cdot 10^{24}; \quad (7.54)$$

$$d_1 = \frac{N_o \cos B_o}{\rho} \cdot 10^4;$$

$$d_3 = \frac{\cos B_o (1 + 2\operatorname{tg}^2 B_o)}{6\rho N_o} \cdot 10^{16},$$

будемо мати

$$B = B_o + c_2 q^2 + c_4 q^4;$$

$$l = \frac{y \cdot 10^4}{d_1 + d_3 q^2}. \quad (7.55)$$

Якщо під B_o , c_2 і d_1 розуміти тільки табличні значення цих величин, то у формули (7.55) слід ввести ще інтерполяційні члени.

Нехай x_o – найближче найменше значення абсциси даної точки, закруглене до 50 км;

$p = (x - x_o) \cdot 10^{-4}$ – інтервал інтерполяції в десятках кілометрів;

c_1 – табличні зміни широти B_0 в секундах при зміненні абсциси на 10 км;

c_3 – табличні зміни c_2 при зміненні абсциси на 10 км;

d_3 – табличне змінення d_1 при зміненні абсциси на 10 км.

Таблиця 36

Приклад перетворення плоских прямокутних координат у геодезичні

№ дій	Елементи формул	Пункт Пулкове	Пояснення
1	x	5 800 901	
2	y	5 535 881 +35 881	
3	$p=(x-x_0)\cdot 10^{-4}$	0.0901	Зберігається чотири знаки після коми
4	$q^2=(x-x_0)10^{-12}$	0.00129	Зберігається п'ять знаків після коми
5	pq^2	0.0001	Зберігається чотири знаки після коми
6	q^4	0	
7	B_0	52°19'42".67	
8	c_1p	+29.15	323.51×0.0901=29.15
9	c_2q^2	– 4.23	
10	c_3pq^2	0	
11	c_4q^4	0	
12	B	52°20'07".6	
13	d_1	189 376	
14	d_2p	–35	
15	d_3q^2	+4	
16	d	189 345	
17	l	+0°31'35".0	$l = \frac{35881}{189345} \cdot 10^4 = 1895".0 = 0^031'35".0$
18	L_0	27°	
19	$L=L_0 + l$	27°31'35".0	

Тоді отримаємо робочі формули для перетворення плоских прямокутних координат у геодезичні у такому вигляді:

$$B = B_0 + c_1 p + c_2 q^2 + c_3 p q^2 + c_4 q^4 ;$$

$$l = \frac{y \cdot 10^4}{d_1 + d_2 p + d_3 q^2} . \quad (7.56)$$

Приклад перетворення прямокутних координат Гаусса в геодезичні за формулами (7.56) наведений у таблиці 3.

Значення величин B_0 , c_1 , c_2 , c_3 , c_4 , d_1 , d_2 і d_3 вибираються за аргументом x_0 із таблиць.

Контрольні запитання та завдання

1. Надайте класифікацію картографічних проекцій.
2. Охарактеризуйте проекцію Гаусса.
3. Надайте характеристики основних властивостей проекції Гаусса для окремої зони.
4. Як зображується геодезична мережа на площині в проекції Гаусса?
5. Які дії необхідно виконати при перенесенні геодезичної мережі з еліпсоїда на площину в проекції Гаусса?
6. Охарактеризуйте масштаб зображення в проекції Гаусса.
7. Як здійснити перехід від відстаней на еліпсоїді до відстаней на площині?
8. Який порядок обчислення поправок у напрямки на кривизну зображення геодезичних ліній на площині?
9. Яка існує залежність між азимутом і дирекційним кутом одного і того ж напрямку?
10. Охарактеризуйте порядок обчислення кута зближення меридіанів у проекції Гаусса.
11. Обґрунтуйте порядок перетворення плоских прямокутних координат з однієї шестиградусної зони проекції Гаусса в суміжну шестиградусну зону.
12. Охарактеризуйте порядок перетворення геодезичних координат у плоскі прямокутні координати Гаусса.
13. Поясніть порядок перетворення плоских прямокутних координат Гаусса в геодезичні.
14. Надайте поняття про картографічні проекції.

15. Поясніть сутність часткового масштабу.
16. Поясніть сенс застосування картографічних проекцій.
17. Охарактеризуйте теорію конформного зображення земної поверхні.
18. Як здійснити перенесення геодезичної мережі з еліпсоїда на площину в проекції Гаусса?

Розділ 8. Загальні відомості про GPS-системи

1. Принципи роботи системи GPS та її використання

1.1. Історія виникнення GPS

Використання тріангуляції (пізніше об'єднаної з методами трилатерації та траверсу) було обмежене відстанню прямої видимості. Для збільшення цієї відстані, зрозуміло, у відносно невеликих межах, геодезисти піднімалися на вершини гір або будували спеціальні геодезичні знаки. У більшості випадків ряд трикутників був орієнтований або зафіксований астрономічними пунктами, на яких астрономи-геодезисти виконували спостереження за яскравими зірками для визначення координат цих пунктів на поверхні Землі. Оскільки ці астрономічні координати могли мати похибку у кілька сотень метрів, то з геодезичної точки зору континенти були фактично ізольовані один від одного, а їх відносне розташування було відоме дуже неточно.

Одна з перших спроб точно визначити відносне розташування континентів була здійснена з використанням явища покриття зірок Місяцем. Цей метод у кращому випадку був громіздким та не відрізнявся особливою успішністю. Однак запуск першого радянського супутника у жовтні 1957 р. суттєво поліпшив точність визначення зв'язку між різними геодезичними системами відліку у світі. На початку ери штучних супутників Землі (ШСЗ) був успішно застосований оптичний метод, який по суті базувався на методі зоряної тріангуляції, розвинутому у Фінляндії ще в 1946 р. Всесвітня програма супутникової тріангуляції, яку часто називають ВС-4 за назвою застосованої фотокамери, дала можливість уперше визначити взаємне положення основних систем відліку. Метод полягав у фотографуванні супутників на фоні зірок за допомогою фотокамери, оснащеної спеціально припасованим шторковим затвором. На

фотографії виникало зображення низки точок, які відображала траєкторію кожної окремої зірки або супутника. Координати вибраних точок якнайточніше вимірювалися із застосуванням фотограмметричного компаратора, після чого з аналітичної фотограмметричної моделі визначалися просторові напрямки (одиничні вектори) від станції спостережень до ШСЗ. Виконуючи із сусідньої станції одночасне фотографування цього супутника та подібні обчислення, отримували нову послідовність напрямків. Кожна пара відповідних напрямків формує площину, до якої належать станції спостережень та супутник. Тому перетин кожної пари площин дає просторовий напрямок між станціями. Потім ці напрямки використовувалися для побудови глобальної геодезичної мережі, причому її масштаб визначався з кількох наземних базисів. Європейська база між Тромсьо у Норвегії та Катанією на о. Сицилія є прикладом реалізації цієї ідеї. Пізніше почала використовуватися інша методика спостережень. На спеціальних ШСЗ встановлювалися лампи, які давали спалахи кожен шосту секунду – на першій, шостій, одинадцятій, шістнадцятій і двадцять першій секундах кожної хвилини. Ці спалахи фіксувалися фотокамерою на фоні зірок. Щоб відрізнити спалахи від зірок, для останніх робилась повторна експозиція, тобто зірки на знімку мали подвійне зображення. З сусідньої станції виконувались подібні спостереження. Подальша їх обробка здійснювалась аналогічно вищезазначеній. Головною проблемою використання оптичного методу була необхідність ясного неба одночасно на двох спостережних пунктах, віддалених один від одного на відстань приблизно 4000 км. Окрім того, саме устаткування залишалось громіздким та дорогим. Тому оптичне вимірювання напрямків між пунктами незабаром було витіснене радіотехнічним методом визначення відстаней завдяки можливості проведення спостережень за будь-яких погодних умов та

меншій ціні на необхідне устаткування. Слід зазначити, що деякий час ці два методи існували паралельно, але з часом почав використовуватися тільки радіотехнічний метод.

Першу спробу встановити зв'язок континентів радіотехнічним методом було здійснено шляхом використання електронної системи HIRAN, яка за часів другої світової війни служила для навігації літаків. Починаючи з кінця 40-х років XX століття за допомогою цієї системи були виміряні дуги трилатерації між Північною Америкою та Європою для визначення різниці між відповідними геодезичними системами відліку. Суттєвий технологічний прорив намітився, коли вчені та дослідники в усьому світі переконались, що доплерівський зсув частоти сигналу, який розповсюджується від передавача супутника, можна використовувати як спостережувану величину для визначення точного моменту найбільшого зближення станції із ШСЗ. Ці дані разом із спроможністю обчислити за законами Кеплера ефемериди (траєкторії) супутників привели до сучасної технології миттєвого визначення місцеположення у будь-якому куточку світу.

Попередником сучасної системи визначення місцеположення була Морська навігаційна супутникова система (NNSS), що також відома як система TRANSIT. Вона складалася із семи супутників, які оберталися навколо Землі на висоті приблизно 1100 км по полярних орбітах, близьких до кругових. Система TRANSIT була розроблена військовим відомством США головним чином для визначення координат повітряних та морських суден. Зрештою було дозволене цивільне використання цієї супутникової системи, і вона почала широко застосовуватись у світі як для навігації, так і для зйомки.

Початкові експерименти із системою TRANSIT, виконані у США спеціалістами Військового картографічного агентства (DMA) та Служби берегової і геодезичної зйом-

ки, показали, що можна отримати точність визначення місцеположення близько 1 м, якщо у вибраній точці провести спостереження протягом кількох діб та виконати обробку даних із використанням уточнених ефемерид. Група послідовно переміщених доплерівських приймачів спроможна забезпечити субметрову точність визначення відносних координат із використанням ефемерид, які передаються безпосередньо із сигналами супутників.

Глобальна система визначення місцеположення (GPS) була створена, щоб замінити систему TRANSIT, тому що остання мала два суттєвих недоліки. Головною проблемою у використанні цієї системи були великі проміжки часу між окремими сеансами спостережень. Для визначення місцеположення у довільний момент часу користувачі змушені були виконувати інтерполяцію між послідовними проходженнями супутників над станцією спостережень, що повторювалися приблизно кожні 90 хв. Другою проблемою системи TRANSIT була відносно невелика точність визначення місцеположення.

На відміну від системи TRANSIT, GPS швидко, точно та недорого в усіх куточках земної кулі та у будь-який момент часу дає можливість відповісти на питання: «Який час, які координати та швидкість в даній точці спостережень?»

Для виконання неперервного визначення місцеположення у глобальному масштабі була розроблена схема розташування орбіт достатньої кількості супутників, при якій у полі зору електронного приймача завжди знаходилось би не менше чотирьох супутників GPS. Із порівняння кількох варіантів конфігурації орбіт виявилось, що найбільш економна схема, в якій рівновіддалені супутники у кількості 21 обертаються з періодом 12 годин по кругових орбітах, нахилених до площини екватора під кутом 55° . Ця конфігурація забезпечує видимість протягом 24 годин будь-де на

Землі щонайменше чотирьох ШСЗ. У залежності від мінімальної висоти над горизонтом, при якій виконуються спостереження, кількість супутників, що можуть бути використані, є навіть більшою, ніж вказана мінімальна, що важливо у геодезичній зйомці за кінематичним методом або у деяких інших випадках. Наприклад, для мінімального кута спостережень 10° існують нетривалі періоди часу, коли у зоні видимості знаходиться до 10 супутників.

1.2. Загальний принцип роботи GPS

Система GPS сконструйована так, щоб забезпечити користувача можливістю визначення його місцеположення, яке виражається, наприклад, через довготу, широту та висоту. Це досягається простим методом засічки, у якому використовуються відстані від точок спостережень до супутників.

Припустимо, що супутники у певну мить часу нерухомі у просторі. Просторові координати p^S кожного супутника відносно центра мас Землі, можуть бути обчислені на підставі ефемерид, що передаються разом із сигналом супутника. Припустимо далі, що приймач на поверхні Землі, який позначимо геоцентричним вектором p_R , оснащений годинником, точно синхронізованим із системним часом GPS. Тоді справжня відстань до кожного ШСЗ може бути точно виміряна шляхом визначення проміжку часу, необхідного для того, щоб сигнал із супутника досяг приймача. Кожна така відстань окреслює сферу з центром у точці розташування супутника, що проходить через точку розташування приймача. Отже, розвиваючи ці міркування, необхідно мати відстані всього до трьох супутників, оскільки перетин трьох сфер дасть можливість визначити три невідомі параметри як розв'язок системи трьох рівнянь виду

$$p = \| p^S - p_R \| . \quad (7.57)$$

Дещо інший підхід застосовується в сучасних приймачах GPS. Найчастіше вони оснащені недорогими кварцевими годинниками, які лише приблизно синхронізовані зі шкалою часу GPS. Тому завжди існує деякий зсув між годинником приймача та системним часом GPS, що призводить до скорочення або видовження відстані до супутника у порівнянні з дійсною. Цю проблему користувач може розв'язати, вимірюючи одночасно чотири відстані до чотирьох супутників, які називаються псевдовідстанями R , тому вони виражаються у вигляді суми (або різниці) справжньої відстані та малої додаткової величини Δp , зумовленої похибкою годинника приймача, – зсувом δ . Рівняння простої моделі для псевдовідстані таке:

$$R = p + \Delta p = p + c\delta, \quad (7.58)$$

де швидкість світла позначена через c .

Визначення місцеположення може бути зроблене, як і раніше, методом засічки, але з деякою відмінністю: тепер потрібні чотири псевдовідстані для визначення чотирьох невідомих величин – трьох компонент вектора місцеположення та зсуву годинника. Варто зауважити, що похибка відстані Δp може бути виключена заздалегідь, якщо обчислити різниці псевдовідстаней, які вимірювалися з одного пункту до двох супутників або до двох різних положень одного і того ж ШСЗ. В обох випадках різниця відстаней визначає гіперболоїд, фокуси якого розташовані у точках розміщення супутників або у різних точках траєкторії одного і того ж супутника відносно положення приймача. Зазначимо, що в останньому випадку отримана різниця псевдовідстаней збігається зі спостережуваною величиною системи TRANSIT.

Аналіз основного рівняння (7.57) приводить до висновку, що на точність визначення місцеположення одним приймачем суттєво впливають такі фактори:

- точність координат кожного із супутників;

- точність вимірювань псевдовідстаней;
- геометрія (розташування супутників).

Систематичні похибки координат супутника та можливий зсув бортового годинника, що впливають на виміри, можуть бути виключені шляхом обчислення різниць псевдовідстаней від двох пунктів спостережень до супутників.

Для характеристики геометрії супутників відносно пункту спостережень уведено коефіцієнт зменшення точності, зумовлений геометрією (GDOP). Згідно з геометричною інтерпретацією, цей коефіцієнт обернено пропорційний до об'єму тіла, розташованого між кінцями одиничних векторів, направлених від пункту спостережень до супутників.

Визначення миттєвої швидкості засобу пересування – платформи, що рухається, – є іншою метою навігації. Її можна досягти з використанням принципу Допплера для радіосигналів. Оскільки існує переміщення супутників GPS відносно рухомої платформи, то частота сигналів, що передаються із ШСЗ та приймаються на платформі, зсувається. Цей зсув, який неважко виміряти, пропорційний до величини відносної радіальної швидкості. Зрозуміло, що у такий спосіб цілком можна з доплерівських спостережень визначити радіальну швидкість рухомої платформи, оскільки для супутників ця швидкість відома.

Система GPS складається з трьох сегментів, а саме:

- космічного сегмента, який складається із супутників, що передають радіосигнали на Землю;
- сегмента управління, який стежить за функціонуванням всієї системи;
- сегмента користувача, що включає приймачі різних типів.

1.3. Космічний сегмент

Повністю розвинений сегмент буде спроможним забезпечити у глобальному масштабі можливість одночасного

спостереження від чотирьох до восьми супутників при кутах місця понад 15° . Якщо цей мінімальний кут зменшити до 10° , то час від часу у полі зору знаходитиметься до 10 супутників, а за умови зменшення цього кута далі до 5° кількість видимих супутників зрідка може досягати 12. Для цього космічні апарати розміщуються на орбітах, близьких до кругових, із висотою над поверхнею Землі близько 20200 км та періодом обертання приблизно 12 зоряних годин. Спочатку було заплановано здійснити запуск 24 супутників, які б обертались у трьох орбітальних площинах, нахилених під кутом 63° до екватора. Пізніше, з бюджетних міркувань, космічний сегмент був скорочений до 18 супутників, які б розміщувались по три на кожній із шести орбітальних площин. Згодом довелось відмовитись від цієї скороченої конфігурації, оскільки вона не забезпечувала можливості цілодобового неперервного використання системи в будь-якій точці на поверхні Землі. Приблизно в 1986 році кількість ШСЗ була підвищена до 21, по три супутника на кожній із шести орбітальних площин та три запасні супутники. Запасні супутники призначені для заміни несправних «активних» супутників. Сучасна конфігурація складається із 24 діючих супутників, розташованих на шести орбітальних площинах, нахилених до площини екватора під кутом 55° , по чотири на кожній. Крім того, для оперативної заміни ще чотири запасні супутники знаходяться на Землі.

Космічні апарати GPS фактично служать платформами для установки трансиверів (прийомопередавачів), автономного годинника, комп'ютера та іншого устаткування, необхідного для роботи системи. Це електронне обладнання дає користувачу можливість вимірювати псевдовідстань R до супутника. Крім того, кожен спостерігач, завдяки інформаційному повідомленню про орбіти, яке кодується в сигналі із супутника, спроможний визначити просторові ко-

ординати p^S супутника у довільний момент часу. Спираючись на ці дві можливості та на метод засічок, користувачі можуть визначити свої координати p_R на поверхні або поблизу Землі. Допоміжне обладнання кожного супутника складається, крім усього іншого, з двох сонячних батарей площею 7 м^2 , які забезпечують електронне живлення, та системи реактивних двигунів, потрібних для корекції орбіти та управління орієнтацією космічного апарата в просторі.

Супутники мають різноманітні системи ідентифікації, а саме: за номером запуску, за присвоєнням кожному апарату окремого псевдошумового коду (PRN), за номером позиції на орбіті, за номером у каталозі НАСА, за міжнародною класифікацією.

Існують п'ять класів, або типів, супутників GPS. Це Block I, Block II, Block IIA, Block IIR та Block IIF.

У період із 1978 по 1985 р. було здійснено запуск одинадцяти ШСЗ типу Block I. Маса кожного супутника становила 845 кг.

Конфігурація супутників типу Block II трохи відрізняється від конфігурації супутників Block I, оскільки кут нахилу їх орбітальної площини до екваторіальної дорівнює 55° , тоді як для попереднього покоління він становив 63° . Крім того, сигнали супутників Block I могли вільно реєструватися цивільними користувачами, а доступ до інформації із ШСЗ покоління Block II став обмеженим.

Супутники типу Block II були призначені для забезпечення першої версії повної уніфікованої GPS (тобто 21-го активного та трьох запасних супутників). Перший із супутників типу Block II коштував приблизно 50 млн. доларів США і важив більше 1500 кг.

Супутники типу Block IIA оснащені устаткуванням для взаємного зв'язку. На деяких із них встановлені світловідбивачі, що дає можливість виконувати стеження за ними

методом лазерної світловіддалеметрії. Літера «А» у перекладі означає «удосконалення» (advanced).

Супутники типу Block IIR призначені для заміни супутників Block II. Космічний апарат Block IIR оснащений бортовими водневими мазерами – стандартами частоти. Маса космічного апарата Block IIR перевищує 2000 кг.

Супутники наступного покоління, які названо Block IIF (від слова follow on – наступний), почали запускатися з 2001 р. Ці супутники оснащені вдосконаленим устаткуванням для автономної навігації.

Сигнал, який передається супутником, має широкосмуговий спектр, що робить його стабільним в умовах навмишних чи випадкових радіозавад.

Основу точності системи становлять мітки часу, які скеровуються від атомного годинника на всі електронні модулі. Супутники типу Block II обладнані чотирма стандартами точного часу: двома рубідієвими та двома цезієвими. Довгострокова відносна стабільність частоти цих стандартів досягає 10^{-13} – 10^{-14} за добу. Водневі мазери здатні підтримувати стабільність на рівні 10^{-14} – 10^{-15} . Високоточні стандарти частоти застосовуються для генерації коливань на робочій частоті 10.23 МГц. Шляхом множення цієї частоти на 154 та 120 відповідно отримують дві частоти несучих хвиль сигналу GPS у L-діапазоні, а саме:

$$L_1 = 1575.42 \text{ МГц};$$

$$L_2 = 1227.60 \text{ МГц}.$$

Двочастотний характер сигналу важливий для усунення значної похибки під час визначення псевдовідстані, яка виникає через вплив іоносфери.

Щоб реалізувати можливість визначення псевдовідстаней за вимірами проміжку часу, який витрачається на поширення радіохвилі, на обидві несучі хвилі накладається два види фазоімпульсної модуляції псевдошумовим (PRN) сигналом-кодом.

Стандартна служба визначення місцеположення (SPS) забезпечується низькоточним C/A-кодом. Довжина хвилі C/A-коду, який спеціально накладається тільки на одну несучу частоту L_1 , дорівнює приблизно 300 м. Відсутність цього коду на частоті L_2 дає можливість керувати інформацією, що надходить із супутників, і обмежувати використання цивільними користувачами повної досяжної точності системи.

Високоточна служба визначення місцеположення (PPS) спирається на Р-код, який призначено для використання військовими установами та іншими організаціями, що мають на це спеціальний дозвіл.

Еквівалентна довжина хвилі Р-коду, яким здійснюється модуляція обох частот несучої хвилі сигналу GPS, становить приблизно 30 м. Доступ до Р-коду був необмеженим, поки система не була оголошена функціонуючою у повному складі.

Окрім PRN-кодів, на сигнал накладається додаткова модуляція, щоб забезпечити передачу навігаційного повідомлення: ефемерид супутників, коефіцієнтів моделі іоносфери, даних діагностики стану апаратури супутника, системного часу GPS, зсуву шкали супутникового годинника та швидкості його зміни (дрейфу).

1.4. Сегмент управління

Цей сегмент включає систему оперативного управління (OCS), яка складається з головної та додаткових станцій управління і пунктів спостережень, розташованих на всій планеті. Головним завданням OCS є стеження за супутниками з метою визначення траєкторії ШСЗ та похибок годинників на їх борту, а також прогнозування їх змін. Крім того, через систему управління здійснюється синхронізація годинників та оновлення даних, які становлять основу для

навігаційних повідомлень. У сферу обов'язків OCS входить керування рівнем SA.

Раніше головна станція управління була розташована на авіабазі Ванденберг у Каліфорнії, але потім місцем її базування став об'єднаний космічний Центр управління, що на авіабазі Фалькон, поблизу міста Колорадо Спрінгс (штат Колорадо). Центр виконує збір даних зі станцій стеження та обчислює орбіти супутників НАВСТАР за допомогою фільтра Кальмана. Потім ці результати передаються на одну з трьох наземних станцій управління для негайної передачі повідомлення на супутник. Головна станція управління також здійснює контроль за технічним станом космічних апаратів та загальним функціонуванням усієї системи.

Всього існує п'ять станцій стеження, які розташовані на Гавайських островах, у Колорадо-Спрінгс, на островах Вознесіння у Північній Атлантиці, Дієго-Гарсія в Індійському океані та Кваджалейн у північній частині Тихого океану. Кожна з цих станцій оснащена високоточним та стабільним цезієвим стандартом частоти, а також Р-кодовим приймачем, який виконує неперервні вимірювання псевдовідстаней до всіх видимих супутників. Оцінювання псевдовідстаней здійснюється кожні півтори секунди. Після цього для них виконується згладжування із застосуванням інформації про іоносферні та метеорологічні умови, і головна станція управління отримує усереднені за кожні 15 хв дані.

Мережа станцій стеження, перелічених вище, є офіційною мережею для моделювання корекцій годинників на супутниках та визначення ефемерид, які передаються із супутників. Ще п'ять додаткових станцій, підпорядкованих уже DMA, використовуються для обчислення високоточних ефемерид. Крім того, існує ще багато інших прива-

тних станцій стеження. Вони не беруть участі в керуванні роботою системи, але визначають орбіти супутників.

Додаткові станції управління розташовані на тих самих пунктах, що й станції стеження на островах Вознесіння, Дієго-Гарсія та Кваджалейн. Вони служать для передачі повідомлень на супутники і оснащені відповідними антенами. Ефемериди супутників та поправки годинників, визначені на головній станції управління, з додаткових станцій передаються на космічний апарат шляхом зв'язку по радіоканалу, організованому в S-діапазоні. Раніше оновлення навігаційної інформації на борту супутника виконувалося кожні вісім годин, а тепер – один раз на добу. Якщо наземна станція вийде з ладу, то кожен супутник передаватиме прогнозовані навігаційні повідомлення, при використанні яких точність визначення місцеположення окремої точки зменшуватиметься поступово.

1.5. Сегмент користувача

Із самого початку розвитку системи планувалось оснастити GPS-приймачем практично кожен важливу оборонну одиницю. Передбачалось, що кожен літак, корабель, автомобіль і навіть кожна група піхоти будуть забезпечені приймачами GPS для координації військових дій.

Цивільне використання GPS виникло на кілька років раніше, ніж це передбачали проектувальники системи. У перші роки розвитку системи головну увагу приділяли навігаційним приймачам.

Головна ідея використання інтерферометричного методу замість доплерівського привела до того, що GPS могла бути застосована не лише для вимірювань великих відстаней, а й для високоточного визначення коротких відстаней, наприклад, у землемірних роботах.

Сьогодні використання приймачів GPS стало звичайним під час проведення топографічних та геодезичних ко-

нтрольних зйомок, для високоточного визначення місцеположення літака при аерофотозйомках, що допомагає зменшити кількість наземних контрольних точок для картографування.

Спираючись на тип величин, які спостерігаються (тобто кодову псевдовідстань та фазу несучої хвилі), та на доступність коду для вимірювань (С/А-коду та Р-коду), можна виокремити такі групи GPS-приймачів радіосигналу із супутника:

- 1) С/А-кодові з вимірюванням псевдовідстаней;
- 2) С/А-кодові з вимірюванням фази несучої хвилі;
- 3) Р-кодові з вимірюванням фази несучої хвилі;
- 4) Y-кодові з вимірюванням фази несучої хвилі.

У С/А-кодових приймачах з вимірюванням псевдовідстаней вимірюються тільки кодові псевдовідстані з використанням С/А-коду. Приймач виготовляється переважно як компактний наручний пристрій. Типові моделі, маючи від одного до шести незалежних каналів прийому, подають або просторові геоцентричні координати (довготу, широту і висоту), або координати у певній картографічній проекції.

У С/А-кодових приймачах із вимірюванням фази несучої хвилі можна одержати кодові відстані та фазу несучої хвилі лише на частоті L_1 , оскільки С/А-код не накладається на частоту L_2 . Це означає, що немає даних на двох частотах.

Більшість приймачів для геодезичної зйомки, що з'явилися на початку розвитку GPS-технології, використовувала С/А-код для виявлення та автоматичного супроводу сигналу GPS на частоті L_1 . Переважна більшість приладів має не менше чотирьох незалежних каналів, у деяких останніх розробок – дванадцять.

У Р-кодових приймачах використовується Р-код, що дає можливість стежити за несучими хвилями на частотах

L_1 і L_2 . Дані Р-коду отримуються з несучих хвиль шляхом кореляції з точною його копією, яка генерується у приймачі.

У 1984 році було закінчено розробку Р-кодowego приймача ТІ-4100 для виконання геодезичної зйомки, визначення місцеположення, а також для навігації. Цей приймач створювався переважно для військового використання, а не для цивільного, тому при його створенні могли застосовуватися тільки військові розробки. Виробники цивільних приймачів уперше змогли розпочати працю над Р-кодом приблизно у 1989–1990 рр. Восени 1991 р. Федеральна геодезична контрольна комісія закінчила випробування нового Р-кодowego приймача. Цей тест показав дві важливі переваги Р-кодowych приймачів. По-перше, точність визначення великих за довжиною векторів (100 км) стала дорівнювати кільком сантиметрам. По-друге, застосування методу лінійної комбінації величин фаз несучих хвиль на частотах L_1 та L_2 , які називають wide-laning (широкосмугові, довгохвильові), дає можливість обчислити вектори середньої довжини (20 км) із тією ж точністю, але за даними відносно короткого десятихвилинного сеансу спостережень.

У Y-кодowych приймачах забезпечується доступність Р-коду навіть за умови ввімкнення А-S. Отже, за допомогою методу кореляції Р-коду із сигналів на частотах L_1 та L_2 можна отримати вимірювання кодowych відстаней та фаз. Доступ до Р-коду досягається шляхом підключення додаткової інтегральної мікросхеми (АОС) на виході кожного каналу. Ці мікросхеми дозволяють дешифрувати Y-код у Р-код, а також виправляти маніпуляції, внесені застосуванням SA. Однак доступ до АОС мають лише користувачі, уповноважені МО США.

1.6. Способи спостережень

Складна структура сигналу, який передається від ШСЗ до приймача, зумовила існування багатьох способів його обробки і спостережень.

Кодові спостереження реалізуються в найбільш простих за конструкцією GPS-приймачах. Із прийнятого із супутника сигналу частоти L_1 виокремлюється C/A-код (тоді приймач називається одночастотним) або із частотних сигналів L_1 і L_2 виокремлюється P-код (двочастотний приймач). Здійснюється порівняння відповідного коду з еталонним кодом, який генерує сам приймач. Точність визначення координат при цьому складає:

- для одночастотного L_1 приймача – 100 м;
- для двочастотного (L_1, L_2) приймача – 16 м.

Значення точності наведені для несприятливого режиму вимірювань, коли застосовується режим обмеженого доступу SA.

Фазові спостереження виконуються для підвищення точності вимірювань. У цьому випадку при порівнянні прийнятого зі супутника сигналу і його еталону, що генерується у приймачу, враховується не тільки код, але й фаза несучої частоти (L_1 або L_2). Оскільки період несучої частоти в сотні (для P-коду) і тисячі (для C/A-коду) разів менше від періодів кодових послідовностей, точність процедури порівняння значно підвищується, а отже, підвищується точність вимірювання координат. Але у цьому випадку виникає проблема цілочислової фазової неоднозначності, оскільки відсутня інформація про кількість цілих періодів інформаційного сигналу на шляху ШСЗ – приймач. Безпосередньо можна виміряти тільки дробову частку фазової затримки сигналу (в межах одного періоду). Для розв'язання цієї проблеми використовують кілька способів:

- класичний двоетапний метод вимірювань, який передбачає на першому етапі виконання великої кількості

надлишкових вимірювань, а на другому – статистичний аналіз отриманих даних і визначення найбільш імовірного значення фазової неоднозначності;

- модифікація класичного методу, яка відрізняється тим, що при обробці результатів вимірювань здійснюється поетапна кальманівська фільтрація і обирається група фільтрів Кальмана з оптимальними властивостями;
- метод заміни антен, коли спостереження виконуються двома різними приймачами на двох пунктах в дві різні епохи. При вимірюваннях у другу епоху здійснюється заміна антен приймачів;
- метод визначення неоднозначності «на шляху», коли для визначення цілої кількості періодів використовують лінійні комбінації сигналів L_1 і L_2 (суми і різниці).

1.6.1. Джерела похибок

На точність визначення координат суттєво впливають помилки, що виникають при виконанні вимірювань. Природа цих помилок різна.

1. *Неточне визначення часу.* При всій точності часових еталонів ШСЗ існує деяка похибка шкали часу апаратури супутника. Вона призводить до виникнення систематичної помилки координат – приблизно 0.6 м.

2. *Помилки обчислення орбіт.* З'являються внаслідок неточностей прогнозу і розрахунку ефемерид супутників, що виконуються в апаратурі приймача. Ця похибка також носить систематичний характер і призводить до помилки вимірювання координат біля 0.6 м.

3. *Інструментальна помилка приймача.* Зумовлена, перш за все, наявністю шумів в електронному тракті приймача. Відношення сигнал/шум приймача визначає точність процедури порівняння прийнятого від ШСЗ і опорного сигналів, тобто похибку обчислення псевдовіддаленості. Наяв-

ність даної похибки призводить до виникнення координатної помилки до 1.2 м.

4. *Великий шлях розповсюдження сигналу.* З'являється в результаті вторинного відбиття сигналу від великих перешкод, розташованих у безпосередньої близькості від приймача. При цьому виникає явище інтерференції, і виміряна відстань стає більшою від дійсної її величини. Аналітично дану похибку оцінити достатньо важко, а найкращим способом боротьби з нею вважається раціональне розміщення антени приймача відносно перешкод. У результаті впливу цього фактору помилка визначення псевдовіддаленості може збільшитися на 2.0 м.

5. *Іоносферні затримки сигналу.* Іоносфера – іонізований атмосферний шар у діапазоні 50–500 км, який містить вільні електрони. Наявність цих електронів викликає затримку розповсюдження сигналу супутника, яка прямо пропорційна квадрату частоти радіосигналу. Для компенсації виникаючої при цьому помилки визначення псевдовіддаленості використовується метод двочастотних вимірювань на частотах L_1 і L_2 (у двочастотних приймачах). Лінійні комбінації двочастотних вимірювань не містять іоносферних похибок першого порядку. Крім того, для часткової компенсації цієї похибки може бути використана модель корекції, яка аналітично розраховується з використанням інформації, що міститься в навігаційному повідомленні. При цьому величина остаточної немодульованої іоносферної затримки може викликати похибку визначення псевдовіддаленості майже 10 м.

6. *Тропосферні затримки сигналу.* Тропосфера – найбільш нижній від земної поверхні шар атмосфери (до висоти 8–13 км). Вона також зумовлює затримку розповсюдження радіосигналу від супутника. Величина затримки залежить від метеопараметрів (тиску, температури, вологості тощо), а також від висоти супутника над горизонтом. Компенсація

тропосферних затримок здійснюється шляхом розрахунку математичної моделі цього шару атмосфери. Необхідні для цього коефіцієнти містяться в навігаційному повідомленні. Тропосферні затримки викликають помилки вимірювання псевдовіддаленостей в 1 м.

7. Геометричне розташування супутників. При обчисленні сумарної помилки необхідно враховувати взаємне розташування споживача і супутників робочого сузір'я. Для цього вводиться спеціальний коефіцієнт геометричного погіршення точності PDOP (Position Dilution Of Precision), на який необхідно помножити всі перелічені вище помилки, щоби отримати результуючу помилку. Величина коефіцієнта PDOP залежить від взаємного розташування супутників і приймача. Вона обернено пропорційна об'єму фігури, яка буде створена, якщо провести одиничні вектори від приймача до супутників. Велике значення PDOP свідчить про невдале розташування ШСЗ і великої величини похибки. Типове середнє значення PDOP коливається від 4 до 6.

1.6.2. Диференціальний режим

Найбільш ефективним засобом виключення помилок є диференціальний спосіб спостережень DGPS (Differential GPS). Його суть полягає у виконанні вимірювань двома приймачами: один встановлюється в шуканій точці, а другий – у точці з відомими координатами, тобто базовій (контрольній) станції.

Оскільки відстань від ШСЗ до приймачів значно більше відстані між самими приймачами, то вважають, що умови прийому сигналів обома приймачами практично однакові, а отже, величини помилок також збігаються. В режимі DGPS вимірюють не абсолютні координати першого приймача, а його положення відносно базового (вектор бази). Використання диференціального режиму дозволяє прак-

тично цілком виключає вплив режиму SA і довести точність кодових вимірювань до десятків сантиметрів, а фазових — до кількох міліметрів. Найкращі показники мають фазові двочастотні приймачі. Вони відрізняються від фазових одночастотних більш високою точністю, більш широким діапазоном вимірюваних векторів баз, більшою швидкістю і стійкістю вимірювань. Але сучасні технологічні досягнення дозволяють одночастотним фазовим приймачам за характеристиками наближатися до двочастотних.

Однією з особливостей режиму DGPS є необхідність передачі диференціальних поправок від базового приймача до шуканого. При цьому розрізняють два методи корегування інформації:

1. Метод корегування координат, коли на станції і в шуканій точці спостерігають одні і ті ж самі ШСЗ, а потім як диференціальні поправки з базової станції передають додатки до вимірюваних у шуканому пункті координат. Недоліком цього методу є те, що приймачі базового і шуканого пунктів повинні працювати за одним робочим сузір'ям. Це незручно, оскільки всі споживачі, які використовують диференціальні поправки, теж повинні працювати з одними і тими ж ШСЗ. У цьому випадку не забезпечується найкраще значення PDOP в усіх шуканих пунктах.

2. Метод корегування навігаційних параметрів, при використанні якого на базовій станції визначаються поправки до вимірюваних параметрів (наприклад, псевдовіддалей) для усіх супутників, які потенційно можуть бути використані споживачами. Ці поправки передаються на шукані пункти, де вже безпосередньо у GPS-приймачі обчислюються поправки до координат. Недоліком цього методу є підвищення складності апаратури споживачів.

Метод DGPS може бути використаний двояко. Якщо необхідно обчислити координати в режимі реального часу, то необхідний надійний радіоканал для передачі диферен-

ційних поправок, а до складу GPS-приймача повинен входити радіомодем. Якщо ж передача поправок не виконується, то можна використовувати режим постобробки. У цьому випадку результати вимірювань обох приймачів записується на пристрої пам'яті приймачів (наприклад, магнітні карти), а після припинення вимірювань накопичена інформація опрацьовується спеціальним ПО і обчислюється точне значення вектора бази.

Передача диференційних поправок радіоканалом може виконуватися по виділених частотних лініях, на частотах любительських радіостанцій, по системам супутникового зв'язку, а також із використанням технології передачі цифрових даних на частотах FM-радіостанцій. Причому іноді навіть необов'язково мати GPS-приймач на базовій станції, оскільки в багатьох країнах уже діє розвинута мережа DGPS-станцій, що постійно транслюють поправки на визначену територію.

Для розв'язання різних задач у рамках DGPS-режиму розроблений ряд методів виконання вимірювань. Ці методи відрізняються технологією виконання робіт і точністю обчислення вектора бази.

1.6.3. Статичний метод (Static Positioning)

Назва методу означає, що приймачі не переміщуються впродовж усього інтервалу спостереження. Базовий приймач і приймач із невідомими координатами одночасно виконують спостереження й записують дані протягом 15 хвилин – 3 годин. Така тривалість сесії викликана необхідністю визначення цілочислової неоднозначності фаз на початку сесії. До цього спонукають і помітні зміни з часом конфігурації супутникової системи. Одночастотні приймачі використовуються для вимірювання баз довжиною до 10–15 км, а двочастотні – для баз довжиною більше 15 км (переваги двочастотних приймачів полягають у можливос-

ті адекватного моделювання ефекту впливу іоносфери, а також уменшій тривалості спостережень для досягнення заданої точності). Після завершення сеансів спостережень дані, отримані кожним приймачем, вводяться в комп'ютер і опрацьовуються за допомогою спеціальних програм із метою визначення невідомих координат пунктів.

Точність методу при використанні фазових спостережень:

1) для двочастотних приймачів:

А. в плані: $5 \text{ мм} + 1 \text{ мм/км} \cdot D$;

В. по висоті: $10 \text{ мм} + 1 \text{ мм/км} \cdot D$;

2) для одночастотних приймачів:

А. в плані: $5 \text{ мм} + 1 \text{ мм/км} \cdot D$ (при $D < 10 \text{ км}$);

$5 \text{ мм} + 2 \text{ мм/км} \cdot D$ (при $D > 10 \text{ км}$);

В. по висоті $10 \text{ мм} + 2 \text{ мм/км} \cdot D$.

Даний метод використовують для розв'язання задач контролю національних і континентальних геодезичних мереж, моніторингу тектонічних рухів земної поверхні, спостереження за станом дамб, фундаментом атомних електростанцій й інших споруд.

1.6.4. Псевдостатичний метод (Pseudo-Static Positioning)

Цей метод відрізняється від статичного тим, що забезпечує більш високу продуктивність зйомки за рахунок виконання спостережень протягом кількох коротких сесій замість однієї довгої. Один приймач безперервно веде спостереження на базовому пункті. Рухомий приймач після спостережень протягом 5–10 хвилин на шуканому пункті вимикається і переміщується на наступний пункт шуканий пункт, де знову вмикається на 5–10 хвилин. Потім знову вимикається і переміщується на наступний пункт і т. д. Кожний шуканий пункт необхідно відвідати ще раз на 5 хвилин через 1 годину після першого відвідування. Цей метод практично еквівалентний статичному, але замість

того, щоб очікувати протягом 1 години зміни конфігурації супутників, спостереження здійснюються впродовж 5 хвилин, а наступні 5 хвилин спостереження виконуються годиною пізніше, коли конфігурація суттєво змінилася. 55 хвилин, що залишилися, можна використовувати для відвідування додаткових невідомих пунктів. Точність отриманих результатів буде на рівні статичного методу. Для спостережень можна використовувати як одночастотні, так і двочастотні приймачі. Метод зручний, коли необхідно протягом короткого часу виконати точне вимірювання координат великої кількості точок. Недолік методу – необхідність точного планування графіка відвідування пунктів.

1.6.5. Швидкостатичний метод (Rapid Static Positioning)

Цей метод дозволяє збільшити продуктивність GPS зйомки. Метод відрізняється від псевдостатичного тим, що достатньо лише одного відвідування шуканих пунктів (протягом 5–10 хвилин – залежно від відстані між опорним і шуканим пунктами). Коли з'явився цей метод, для спостережень спершу використовували лише двочастотні Р-кодові приймачі. Сьогодні деякі одночастотні приймачі можна також застосовувати у швидкостатичному режимі. Під час вимірювання у цьому режимі працюють щонайменше два приймачі. Один – встановлений на пункті з відомими координатами, другий переміщується з пункту в пункт. Під час виконання вимірювання цей метод вимагає оптимальної конфігурації супутників.

1.6.6. Кінематичний метод стій/йди (Stop-and-Go Kinematic Positioning)

Метод дозволяє отримати положення пунктів так само швидко, як і у випадку використання електронного тахеометра при розв'язанні топографічних задач. Метод вимагає виконання короткої процедури ініціалізації з метою визна-

чення цілочислових неоднозначностей фаз. Після цього опорний приймач продовжує безперервні спостереження в пункті з відомими координатами, другий приймач переводиться (у робочому стані) на перший шуканий пункт, де знову здійснюються спостереження протягом 1 хвилини. Потім відвідуються решта шуканих пунктів (лише по 1 разу).

Найбільш розповсюджені такі процедури ініціалізації:

1. Обмін антенами, коли другий приймач знаходиться на «пункті обміну» (знання його координат необов'язкове), взятим на відстані не більше 10 м від опорного; виконується спостереження 4–8 епох, потім приймачі переставляються (без вимкнення), обмінюючись антенами, і спостерігають 4–8 епох (до кількох хвилин), а після цього здійснюється зворотна процедура обміну антенами й виконання спостережень для 4–8 епох.
2. Спостереження другим приймачем протягом 1 хвилини на другому пункті з відомими координатами, причому цей другий пункт може знаходитися на відстані не більше 10 км від опорного пункту;
3. Статичний метод, коли шуканий пункт вибирається на відстані не більше 10 км від опорного пункту, а сеанс спостережень має тривалість не менше 30 хвилин.

Недолік методу полягає в необхідності безперервного спостереження за принаймні 4 супутниками одночасно, і навіть під час руху. Якщо кількість спостережуваних супутників падає до трьох хоча б на мить, необхідно повертатися на останній вдало відвіданий шуканий пункт або знову провести процедуру ініціалізації. Щоби цього уникнути, найкраще забезпечити можливість спостереження одночасно за п'яти й більш супутниками.

Точність методу при використанні фазових спостережень:

1) для двочастотних приймачів [5 супутників і дві епохи (2 с) спостережень]:

А. в плані: $20 \text{ мм} + 1 \text{ мм/км} \cdot D$;

В. по висоті: $20 \text{ мм} + 2 \text{ мм/км} \cdot D$;

2) для одночастотних приймачів:

А. в плані: $20 \text{ мм} + 2 \text{ мм/км} \cdot D$;

В. по висоті $20 \text{ мм} + 2 \text{ мм/км} \cdot D$.

Метод ефективний при виконанні топографічної зйомки, коли за короткий час необхідно визначити координати великої кількості точок, при побудові цифрових моделей рельєфу, визначенні місцеположення об'єктів місцевості, що мають форму ламаної лінії (трубопроводи, дороги, лінії електропередачі і т. ін.).

Використовується також кінематичний метод з ініціалізацією «при русі» (Kinematic with Oh – the Fly Initialization). Даний метод не потребує для ініціалізації розміщення рухомого приймача на базовій станції – ця процедура виконується безпосередньо під час руху транспортного засобу по маршруту. Крім того, якщо з якихось причин виник збій спостережень (наприклад, через проїзд під мостом через залізницю), процес ініціалізації виконується наново без зупинки руху. Точність параметрів і сфера використання методу не відрізняються від інших кінематичних методів.

2. Методика і технологія прив'язки локальної мережі GPS-станцій до систем координат WGS-84, EUREF, СК-42

2.1. Зміст і поліпшення світової геодезичної системи відліку WGS-84

Світова геодезична система відліку 1984 року (WGS-84) є четвертою із серії глобальних геоцентричних систем координат, створених МО США починаючи з 1960 року.

Глобальні системи координат широко використовуються в геодезії, картографії і навігації. Вони забезпечують взаємну прив'язку різних локальних і регіональних систем відліку (геодезичних дат). Заміна великої кількості локальних систем відліку (СВ) єдиною глобальною системою відліку істотно спростила б практичне використання карт, знімків та іншої геодезичної продукції. Традиційно в геодезії розрізняють локальні горизонтальні дати і локальні вертикальні дати.

Військово-топографічне агентство США (ДМА) здійснило перетворення приблизно 100 локальних СВ до WGS-84. З цією метою ДМА виконало локальну прив'язку багатьох геодезичних реперів до відповідних реперів, координати яких були визначені зі спостережень. Спочатку це були спостереження супутників системи TRANSIT, а останнім часом – системи GPS.

Що стосується локальних вертикальних дат, то вони засновані на різних визначеннях рівня моря. До цього часу немає єдиної світової системи відліку висот, яка здатна зв'язати локальні вертикальні дати.

Вихідне визначення і реалізація WGS-84 задовольняє вимоги МО США до картографування територій і геодезичні вимоги. Точність горизонтальних координат у цій системі складає 1–2 м, була більше ніж достатньою для великомасштабного картування. Точність висот залежала від того, як були визначені перевищення. Якщо для цієї мети використовувалось нівелювання I класу, висоти визначались дуже точно (до см) по відношенню до локального рівня моря. При нівелюванні перевищення оцінювались за висотами по відношенню до еліпсоїда WGS-84 і використовувались висоти геоїда, визначені за моделлю WGS геоїда.

Точність визначення висот геоїда WGS складає біля 2–6 м, що відповідає 3–10 м для 90% рівня значення.

Для карт масштабу 1:20 000 та менше ця точність задовільна, а для карт більшого масштабу – ні. Тому звичайно, що основним джерелом похибок є похибка моделі геоїда.

Завдання і реалізація WGS-84 ґрунтувалися на спостереженнях початку 80-х років. З того часу з'явилися супутники системи GPS і багато дослідників пропонували нові методи визначення місцеположення, точність яких суттєво перевищила точність WGS-84. Дослідження, проведені МО США показали, що завдяки уточненню WGS-84, можна суттєво уточнити методику визначення орбіт супутників GPS. Це особливо важливо для тих користувачів GPS, які використовують недиференційований метод GPS.

У 1993–94 рр. з'явилися нові вимоги до точності WGS-84 з боку геодезичних користувачів GPS. Було визнано, що створення точної мережі геодезичних контрольних станцій допоможе розв'язанню задачі задоволення цих вимог. З цієї причини ДМА систематизувала всі вимоги до збільшення точності WGS-84 і у 1993 р. здійснила спеціальну програму, яка мала за мету поліпшення WGS-84.

Вихідні вимоги до точності уточненої системи були на рівні дециметрів. У квітні 1994 р. була введена нова версія WGS-84. За цією версією використовуються уточнені координати пунктів стеження МО США за супутниками GPS, що призвело до узгодження системи координат WGS-84 з системою ITRF на рівні 10 см. ДМА також приступила до роботи по уточненню моделі гравітаційного поля Землі та геоїда. Розроблена короткотермінова й довготермінова стратегія, яка забезпечує максимальне поліпшення WGS-84 і мінімізує відповідні витрати на її виконання.

2.2. Європейська система координат EUREF

Необхідність створення єдиної системи координат в Європі виникла як результат співробітництва країн, які входять до її складу в економічній і військовій сферах. Пі-

двищений попит на карти, на яких відобразилася б територія різних країн, дав поштовх для організації єдиної геодезичної основи для створення систем просторової інформації про місцевість (GIS/LIS), спільних морських і авіаційних навігаційних систем. Уніфіковані системи координат стали також необхідні для проведення досліджень регіональної і глобальної геодинаміки (рух континентів, прогноз землетрусів). Після другої світової війни в Західній Європі була введена система ED'50 (European Datum, 1950), а в 1987 р. – геоцентрична система ED'87 (European Datum, 1987), визначена на основі наземних і супутникових спостережень. Але, ці системи не відповідали зростим вимогам, особливо щодо глобальної точності, можливості визначення тривимірних координат і орієнтації.

Під час роботи конференції Міжнародного союзу геодезії і геофізики у Ванкувері (Канада, 1987 р.) виникла концепція введення уніфікованої системи координат EUREF для всіх країн Західної Європи. Була створена підкомісія Міжнародної геодезичної асоціації EUREF. Цю ініціативу підтримала Європейська асоціація CERCO, яка у вересні 1987 р. створила робочу групу по GPS і доручила керівництво створення системи EUREF Інституту прикладної геодезії у Франкфурті-на-Майне. Підкомісія EUREF і VIII робоча група CERCO разом опрацювали концепцію системи EUREF. Було прийнято, що система EUREF повинна засновуватися на методі GPS і спиратися на основні супутникові станції, які задають світову систему координат ITRF. Крім того, EUREF повинна була відповідати таким вимогам:

- представляти геоцентричну систему відліку для будь-яких високоточних геодезичних і геодинамічних проєктів на території Європи;
- бути точною системою відліку, дуже близькою до WGS-84, і використовуватися як для розв'язання задач

геодезії, так і, для задач всіх типів навігації (на землі, на морі, в повітрі тощо) на території Європи;

- бути єдиною на території всієї Європи сучасною системою відліку для створення багатонаціональних цифрових картографічних баз даних, які не можуть більше засновуватися на дуже великій кількості цілковито різних національних систем відносності (геодезичних дат), які застосовуються в Європі.

ITRF, глобальна земна система відліку IERS, є практичною реалізацією умовної земної системи координат. Вона геоцентрична завдяки тому, що побудована на GPS-спостереженнях. Недоліком ITRF є те, що вона змінюється з часом. IERS надає визначення (координат і швидкостей їх змін) ITRF на епоху кожного року. Водночас центральне бюро IERS визначає параметри трансформації для послідовних епох ITRF. Унаслідок наявності часових змін координат в ITRF, що складає до 2 см на рік для Центральної Європи. Було обрано біля 35 європейських пунктів із мережі ITRF-89, координати яких на епоху 1989.0 і визначити систему координат ETRF-89. Вважається, що система ETRF більш близька (з точністю до 1 м) до супутникової світової геодезичної системи WGS-84. При використанні цих систем у навігації така точність необов'язкова, але для точних геодезичних і геодинамічних вимірювань параметри трансформації систем повинні визначатися постійно на основі GPS-спостережень.

Система координат ETRF-89, за визначенням, обертається разом зі стабільною частотою території Європи, а зв'язок між станціями залишається незмінним. Унаслідок цього ETRF-89 зручна для виконання практичних геодезичних і картографічних робіт в Європі. Недоліком системи є її обертання відносно ITRF (до декількох см на рік), що ускладнює її використання для робіт в таких галузях, як супутникова геодезія, фізична геодезія і геодинаміка. Тому

необхідне регулярне визначення (один раз на 10 років) параметрів перетворення між системами ETRF і WGS-84.

У 1989 році була почата практична реалізація системи EUREF. Результати обробки спостережень у березні 1992 року показали 10 мм точність.

У 1995 році була створена європейська мережа постійних GPS-пунктів – 54 пункти.

З 19 по 24 червня 1995 року в Україні була проведена GPS-компанія EUREF – Ukraine-95. Це надало Україні можливість, хоча й запізненням приєднатися до EUREF.

2.3. Перетворення систем координат

Прямокутна просторова (Картезіанська) земна система відліку прив'язана до тіла Землі і задається початком координат напрямками її осей. Для отримання геодезичних координат систему доповнюють параметрами опорного еліпсоїда, створюючи в такий спосіб геодезичну дату. Глобальні, регіональні і локальні системи відліку можуть мати різні геодезичні дати. Внаслідок цього виникає задача взаємного перетворення системи відліку і дат. Наприклад, параметри точних орбіт супутників публікуються службою GPS у мережі ІНТЕРНЕТ у системі координат ITRF, а грубі параметри орбіт задаються в системі WGS-84 і передаються з борту GPS-супутника. Це призводить до деяких нюансів методики обробки GPS-спостережень. В Україні використовуються регіональні системи координат СК-42, СК-63, тоді як координати векторів баз отримують з обробки GPS-даних у системі WGS-84.

Для перетворення координат пункту з однієї системи відліку до іншої частіше за все використовують сім параметрів Гельмерта. Координати пунктів з обробки GPS-спостережень отримують спочатку в системі WGS-84 середньої епохи дат спостережень.

ITRF публікує щорічно координати пунктів системи ITRF-xx, де xx – рік реалізації земної системи координат ITRF. Виникає задача переобчислення координат системи WGS-84 епохи дати в систему координат ITRF-xx епохи 20xx.0 або навпаки. Вона розв'язується так. Координати (x, y, z) пункту (точніше, обраної марки на пункті) епохи 20xx.0 перетворюються із системи ITRF-xx у систему WGS-84 за формулою

$$\begin{pmatrix} X_0 \\ Y_0 \\ Z_0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} T_x \\ T_y \\ T_z \end{pmatrix} + (1 + \mu) \cdot \begin{pmatrix} 1 & -R_z & R_y \\ R_z & 1 & -R_x \\ -R_y & R_x & 1 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} x \\ y \\ z \end{pmatrix},$$

де (T_x, T_y, T_z) – координати початку системи координат ITRF-xx у системі WGS-84;

μ – масштабний параметр;

(R_x, R_y, R_z) – кути поворотів (кут відраховується за рухом годинникової стрілки, якщо дивитись на початок правосторонньої системи координат) системи ITRF-xx як цілого відносно її відповідних осей до моменту їх паралельності з осями системи WGS-84. Вказані сім параметрів носять назву параметрів Гельмерта.

Надалі координати пункту перетворюються з епохи $t_0 = 20xx.0$ у потрібну нам середню епоху спостережень $t = 20yy.y$. Для цього використовується формула

$$\begin{pmatrix} X \\ Y \\ Z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} X_0 \\ Y_0 \\ Z_0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} X^g \\ Y^g \\ Z^g \end{pmatrix} \cdot (t - t_0),$$

де (X^g, Y^g, Z^g) – компоненти швидкості тектонічного руху станції спостережень;

t, t_0 – середня епоха спостережень і епоха надання координат (X_0, Y_0, Z_0) відповідно;

(X, Y, Z) – шукані координати на середню епоху спостережень 2000 у в системі WGS-84.

Доречно відмітити, що завдяки малій величині кутів повороту між системами ITRF-xx і WGS-84 можна вважати, що компоненти швидкості руху станцій мають у WGS-84 і ITRF-xx однакові значення. Для виконання зворотного перетворення достатньо змінити знаки на протилежні в параметрах Гельмерта.

Таблиця 37

Параметри Гельмерта при переході між деякими системами координат

T_x , м	T_y , м	T_z , м	$\mu \cdot 10^{-6}$	R_x кут. сек	R_y кут.с ек	R_z кут.сек
ITRF-93 до WGS-84						
0.074	- 0.500	- 0.238	-0.0105	+0.01869	-0.00110	+0.00796
ПЗ-90 до СК-42						
- 26.6	134.8	77.3	0.06	0.17	0.39	0.83
ПЗ-90 до WGS-84						
0.3±0.6	2.2±0.7	1.0±0.6	0.06±0.09	0.049±0.03	0.01±0.02	-0.07±0.02

Система геодезичних параметрів ПЗ-90, що використовується в Росії, має складовою частиною космічну геодезичну мережу, яка налічує 26 пунктів на території колишнього СРСР і побудовану за результатами фотографічних, доплерівських, радіовіддалемірних, лазерних і альтиметричних спостережень геодезичного супутника ГеоІК. Використовувались також віддалемірні спостереження ШСЗ ГЛОНАСС і ЕТАЛОН. Система ПЗ-90 є координатною основою в супутниковій навігаційній системі ГЛОНАСС. Геоцентричність початку системи координат ПЗ-90 оцінюється середньою квадратичною похибкою приблизно 1м. В

останні роки в Росії створена система координат СК-95. В Україні з 1 січня 2007 року введена система координат УСК-2000.

2.4. Методика і технологія прив'язки мережі опорних пунктів до систем координат WGS-84, EUREF, СК-42

Для отримання за допомогою GPS-методу координат шуканих пунктів у локальних системах СК-42 або СК-63 необхідно спочатку створити мережу опорних GPS пунктів, координати яких відомі як у системі WGS-84, так і в системі СК-42 (СК-63). Координати опорних пунктів у системі WGS-84 необхідно отримати на сантиметровому рівні точності. Потім виконується згущення створеної мережі шляхом додавання нових шуканих пунктів. Координати шуканих пунктів обчислюються спочатку відносно опорних пунктів у системі WGS-84, а потім переобчислюються в локальну систему.

Саме технології GPS і ГЛОНАСС на сьогодні найбільш ефективні при розв'язанні задач прив'язки різних систем координат.

Технологія прив'язки мережі опорних до WGS-84 або до EUREF залежить також від того, яка використовується навігаційна система – GPS чи ГЛОНАСС. При використанні GPS системи і відповідного програмного забезпечення, положення пунктів отримуються одразу в системі координат WGS-84. Для отримання координат у системі EUREF можна скористатися параметрами перетворення Гельмерта між системами WGS-84 і EUREF. Якщо ж використовувалась система ГЛОНАСС, то координати обчислюються в системі ПЗ-90, яка не збігається з WGS-84.

Геодезична система координат визначається параметрами референц-еліпсоїда, положенням центра й орієнтуванням осей еліпсоїда. У загальному випадку, референт-еліпсоїди різних систем координат можуть мати різні зна-

чення великих півосей і стиснень, бути взаємно зміщеними і повернутими. Для переходу від однієї системи відліку до іншої слід виконати тривимірне перетворення координат. Для визначення семи параметрів тривимірного перетворення Гельмерта необхідно, щоби координати мінімум трьох пунктів, які мають назву опорних (контрольних), були відомі в обох системах відліку.

Як опорні пункти можна використовувати пункти фундаментальної або геодинамічної GPS-мережі України. Пункти фундаментальної GPS-мережі України рівномірно розміщені по території України на відстані 200-400 км один від одного. Попередні координати такої мережі були обчислені в 1996 році шляхом обробки GPS-спостережень, отриманих під час проведення компанії EUREF-UKRAINE-95 (19–24 червня 1995 р.). Метою компанії було отримання GPS-спостережень для створення фундаментальної GPS мережі в Україні і прив'язки цієї мережі до Європейської опорної GPS мережі – EUREF. Було отримано 17 пунктів фундаментальної GPS-мережі на території України в системах координат WGS-84 і ITRF-93.

Станом на жовтень 2006-го року в Україні існує 12 перманентних станцій.

Геодинамічна мережа складається із 5-ти пунктів (Київ, Ужгород, Євпаторія, Харків, Сімеїз).

2.5. Використання GPS для цілей кадастру

Оскільки основною метою виконання кадастрового картографування є визначення координат поворотних точок меж земельних ділянок, GPS-метод знайшов широке застосування в кадастрових зйомках. Але, поряд із перевагами (відсутність необхідності прямої видимості між пунктами спостережень, можливість роботи в будь-яких метеорологічних умовах, висока точність визначення координат точок місцевості), GPS-методам притаманні недоліки: чутли-

вість до наявності перешкод у безпосередньої близькості від антени приймача, неможливість встановлення антени в деяких точках, що координуються (кут будинку на рівні цоколя або фундаменту), чутливість до зовнішніх електромагнітних хвиль та ін. Тому в практиці кадастрових робіт у чистому вигляді GPS-технологія практично не використовується. Можна виділити класи кадастрових задач, де використовуються GPS-приймачі:

- згущення геодезичної мережі на території, що картографується (статика);
- прив'язка локальної координатної системи до глобальних систем координат (статика);
- зйомка меж земельних ділянок та інших об'єктів на місцевості (статика і кінематика);
- використання GPS-методів у фотограмметричних технологіях.

Найбільш широке розповсюдження при кадастровому картографуванні отримало комплексне використання GPS-приймачів і електронних тахеометрів. При цьому здійснюються синхронні GPS-спостереження на декількох пунктах із відомими координатами (опорних пунктах) і на шуканих пунктах, причому ці пункти можуть як збігатися, так і не збігатися з поворотними точками меж земельних ділянок. У останньому випадку пункти відіграють роль зв'язкових, тобто вони забезпечують прив'язку виміряних координат меж земельної ділянки, отриманих за допомогою електронних тахеометрів, до обраної системи координат. Тахеометричні вимірювання виконуються полярним методом зі зйомочних станцій, координати яких, в свою чергу, визначаються методом вільної станції.

Чим більш відкрита місцевість, на який виконуються польові вимірювання, тим більше можливостей застосування GPS-технологій для визначення координат точок меж земельних ділянок. Якщо місцевість достатньо вільна

від перешкод і по ній можливий рух автомобіля, то GPS-приймач може бути встановлений на мобільному транспортному засобі і включений в один з кінематичних режимів. Під час руху координати точок по траєкторії можуть вимірюватися з інтервалом в одну секунду з сантиметровою точністю. Це значною мірою підвищує ефективність виконання польових кадастрових робіт.

2.6. Використання GPS у геодезії

Сучасні GPS-технології знайшли широке використання на глобальному, регіональному і локальному рівнях.

Використання GPS у глобальних масштабах є потужним засобом у геодезії. До цього належать: моніторинг таких глобальних геодинамічних явищ, як обертання Землі або тектоніка плит.

Геодезисти давно мріяли виміряти рух земної кори для різних наукових цілей. Одним із застосувань GPS є передбачення землетрусів шляхом вимірювання рухів земної кори. GPS є ідеальним засобом для таких досліджень, оскільки обладнання недороге, мобільне, володіє високою точністю. Наприклад, Національна геодезична служба (НГС) США постійно виконує спостереження на пунктах у східній частині США з використанням двочастотних приймачів. Це дає можливість судити про рух земної кори. Цю ж інформацію можна використовувати при виборі місця для великих інженерних споруд (атомних електростанцій, водосховищ тощо), а також для побудови високоточної геодезичної мережі. Мережа НГС прив'язана до мережі GPS-приймачів, розміщених у пунктах РСДБ. Аналогічні мережі можна використовувати для визначення руху земної кори як на континентах, так і на островах. Наприклад, в Японії існує постійна мережа GPS-станцій, яка забезпечує моніторинг руху земної кори в майже реальному часі. Аналогічна мережа існує в Австралії.

GPS – основний засіб точного вимірювання різниці висот у реальному часі. Дослідження НГС показали, що повторювальні вимірювання між стабільними і пунктами, що опускаються, дають точні величини опускання. В промисловості GPS застосовується для вимірювання опускання прибережних нафтових платформ за допомогою повторювальних зйомок. Наприклад, подібні щомісячні вимірювання в Північному морі показали, що окремі платформи значно змінювали свою висоту по відношенню до решти платформ. Це свідчило про нестабільність деяких ділянок кори. Для Нідерландів вимірювання висот пунктів життєво важливе, оскільки біля 70% її території знаходиться нижче від рівня моря.

GPS можна застосовувати для створення географічних інформаційних систем (ГІС) – комп'ютерних баз даних, що відображають географію регіону. ГІС дозволяє швидко приймати рішення по плануванню, розвитку, моніторингу інфраструктури регіону. Звичайно створення ГІС починають зі створення файлів даних з картографічною інформацією. Дані містять інформацію про дороги, будівлі, типу рослинності, ґрунту і т. ін. Цю інформацію можна вивести на екран у вигляді карт. За допомогою GPS визначаються координати об'єктів, які легко ототожнити на фотознімках. Ці об'єкти використовуються для контролю масштабу й орієнтуванні карти. Можна додавати в ГІС нові об'єкти, положення яких визначені за допомогою GPS.

Типовим застосуванням GPS в локальних цілях є зйомка місцевості, кадастрова зйомка. Деякі геодезисти використовують GPS для приведення всіх проектів зйомки однієї системи відносності. Економічним шляхом здійснення цього є розміщення антени у фіксованому центральному пункті (наприклад, на будинку офісу) і визначення точних координат цього пункту шляхом вимірювання векторів до найближчих фіксованих контрольних пунктів. Після ви-

значення координат центрального пункту один приймач залишається на місці і вмикається лише тоді, коли бригади ведуть польові зйомки. Кожна бригада має один–два приймачі, які розміщують у пунктах локальної спостережуваної мережі.

2.7. Методи GPS у фотограмметрії

Останнім часом широке розповсюдження при розв'язанні фотограмметричних задач отримала GPS-технологія. Це трапилося після того, як значно підвищилась точність літакових навігаційних GPS-приймачів (до дециметрового рівня), а також стало можливим визначення кутового положення літального апарата в просторі GPS-методами з високою точністю. Сучасні аерофотокамери комплектуються з навігаційними GPS-приймачами для виконання повітряного фотографування. Якщо на етапі планування польоту і визначення маршруту польоту визначаються координати центрів проекції аерофотознімків (моменти спрацювання затвору аерофотокамери), ці дані закладаються в літаковий навігаційний комп'ютер.

При русі літака по маршруту в момент виходу в точку із заданими координатами з навігаційного комплексу літака в аерофотокамеру надходить сигнал, який приводить до спрацювання затвор. Координати центра проекції знімка записуються в пам'ять бортового комп'ютера. Процедура постобробки даних GPS не відрізняється від технології обробки кінематичних зйомок. Для зменшення похибок антена бортового GPS-приймача розташовується так, щоби її фазовий центр знаходився на оптичній осі аерофотокамери. Можна визначити елементи зовнішнього орієнтування знімків шляхом встановлення додаткових антен GPS-приймача по консолях крила і хвостовому оперенню. Всі ці антени з'єднуються з одним приймачем, і в результаті сумісної обробки сигналу може бути обчислене кутове по-

ложення літака відносно земної системи координат під час спрацювання затвора аерофотокамери.

Сучасні аерофотознімальні комплекси оснащені GPS-обладнанням для реалізації вищезазначеної технології.

3. Система геодезичної зйомки ProMark 2

3.1. Будова системи ProMark 2

ProMark 2 – це повна GPS-система, яка використовується для навігаційної і точної геодезичної зйомки. Система ProMark 2 включає: два або більше GPS-приймачів, GPS-антени і всі компоненти необхідні для початку і проведення якісної геодезичної зйомки.

Система ProMark 2 використовує стандартні штативи або GPS-штативи з фіксованою висотою для встановлення системи над заданою точкою зйомки. ProMark 2 збирає сигнали з усіх доступних GPS-супутників і зберігає цю інформацію у внутрішньої пам'яті. Зібрані дані передаються із приймача ProMark 2 через послідовний порт до офісного комп'ютера для подальшої обробки.

Система ProMark 2 працює разом з Ashtech Solutions, яка являє собою високопродуктивний апарат обробки GPS-даних. Ashtech Solutions – достатньо простий у споживанні пакет програмного забезпечення, за допомогою якого опрацьовуються GPS-дані з визначенням точного положення і подання даних у легкодоступному форматі.

GPS-приймач ProMark 2 збирає і запам'ятовує дані, отримані від GPS-супутників на кожній точці зйомки. Дані з кожного приймача ProMark 2 у подальшому обробляються для обчислення точного положення кожної точки зйомки.

Зовнішня антена необхідна для геодезичної зйомки. Внутрішня антена приймача ProMark 2 використовується тільки для навігації. Зовнішня GPS-антена являє собою фа-

ктично фізичну точку збирання даних із GPS-супутників. Відповідно до цього вона повинна бути правильно встановлена над точкою зйомки з використанням стандартного штатива або GPS-штатива з фіксованою висотою.

Кабель зовнішньої антени використовується для підключення приймача ProMark 2 до зовнішньої антени. З'єднувач кабелю меншого діаметра підключається до приймача ProMark 2 через спеціальний отвір у польовому кронштейні приймача. З'єднувач більшого діаметра приєднується безпосередньо до зовнішньої антени.

Вертикальний подовжувач антени дозволяє підключати кабель антени, коли вона розташована на штативі. Його довжина становить 3 дюйма (0.762 м).

Польовий кронштейн приймача виконує декілька функцій. По-перше, за його допомогою приймач ProMark 2 кріпиться до штатива; по-друге, він дозволяє підключити кабель антени до роз'єму приймача, який знаходиться на задній станції. Крім того, він надає можливість підключити до приймача зовнішнє джерело живлення.

До комплекту ProMark 2 входить також рулетка, яка використовується для вимірювання висоти GPS-антени. Польова сумка використовується для транспортування кожного GPS-приймача.

Офісний кронштейн приймача з кабелем для завантаження даних – це пристрій, який забезпечує підключення приймача ProMark 2 до офісного комп'ютера для завантаження і збереження даних GPS-супутників. При встановленні приймача ProMark 2 в офісний кронштейн, він автоматично підключається до офісного комп'ютера за допомогою контактів, розташованих на задній стінці приймача.

Map Send Streets CD (компакт-диск із детальною картою місцевості) включає детальні карти місцевості, які можуть бути завантажені до внутрішньої пам'яті приймача ProMark 2. Ці детальні карти можуть бути використані в

навігаційному режимі роботи приймача для того, щоби допомогти оператору потрапити до місця роботи. Слід враховувати, що карти і дані GPS-супутників займають 8 мегабайтів внутрішньої пам'яті приймача, тобто чим більше об'єм пам'яті, який займають карти, тим менше об'єм пам'яті, який використовується для збору даних.

Програмне забезпечення для постобробки Ashtech Solutions – це прилад, необхідний для завантаження і наступної обробки даних GPS-супутників із кожного приймача ProMark 2 для обчислення точного місцеположення всіх точок зйомки. Ashtech Solutions поставляється на компакт-диску і комплектується настановою споживача.

Додаткове обладнання, необхідне для зйомки, яке не входить до комплекту постачання, включає: штатив, підставка і адаптер підставки для встановлення антени над точкою зйомки. Підставка дозволяє відцентрувати і віднівелювати положення антени над точкою зйомки. Адаптер встановлюється безпосередньо на підставку, що дозволяє встановити GPS-антену. Для встановлення GPS-антени можна використовувати також віху.

3.2. Проведення зйомки за допомогою ProMark 2

Система ProMark 2 була розроблена для проведення GPS-зйомки з використанням статичного і кінематичного режимів збору даних. Режими працюють незалежно один від одного.

При збиранні даних у статичному режимі система GPS-приймачів одночасно збирає дані з усіх доступних супутників, при цьому залишаючись стаціонарними на своїх точках зйомки. Збір даних здійснюється на цих точках для визначення відстані між приймачами і залежить від цієї відстані, взаємного місце розташування супутників і перешкод збору даних (тобто дерева або споруди, які закривають частину неба). Коли збір даних на цих точках завер-

шений, систему GPS-приймачів переміщують на нове місце для того, щоби провести збір даних на нових точках. У більшості випадків один із GPS-приймачів системи буде залишатися на базовій точці для того, щоби зробити прив'язку попередніх точок до нових точок. Після того як збір даних буде завершений, їх завантажують в офісний комп'ютер для наступної обробки з використанням програмного забезпечення Ashtech Solutions.

В результаті постобробки обчислюються вектори для визначення місцеположення всіх спостережуваних точок відносно однієї (або більше) фіксованої точки. Статичний метод збору даних надає більш точні і надійні результати з усіх режимів збору GPS-даних.

В режимі збору даних Stop-and-go система GPS-приймачів одночасно збирає дані з усіх доступних супутників при розташуванні на точках і при переміщенні між точками. У більшості випадків один GPS-приймач системи розташовують на відомій точці, як базової станції збору даних, протягом усієї зйомки. Додатковий GPS-приймач системи використовується для встановлення на об'єктах зйомки. Після того як збір даних закінчений, вони із GPS-приймачів завантажуються в офісний комп'ютер для наступної обробки з використанням програмного забезпечення Ashtech Solutions.

В кінематичному режимі збору даних GPS-приймачі системи одночасно збирають дані з усіх доступних супутників у процесі руху. У більшості випадків один із GPS-приймачів системи розміщують на точці з відомими координатами і залишають на ній упродовж всієї зйомки. Додатковий приймач використовується для визначення місцеположення лінійних об'єктів, таких як, наприклад, дороги. Інтервал запису даних повинен бути встановлений такий, щоб забезпечував можливість збору необхідної кількості даних, залежно від швидкості пересування. Після завер-

шення робіт обробка отриманих даних здійснюється з використанням програмного забезпечення Ashtech Solutions.

Контрольні запитання та завдання

1. Поясніть історію виникнення GPS.
2. Охарактеризуйте загальний принцип роботи GPS.
3. Охарактеризуйте космічний сегмент GPS.
4. Що належить до сегмента управління GPS?
5. Охарактеризуйте сегмент користувачів GPS.
6. Охарактеризуйте основні джерела помилок GPS-спостережень.
7. Поясніть диференціальний режим GPS-спостережень.
8. Дайте характеристику статичного методу GPS-спостережень.
9. Охарактеризуйте псевдостатичний метод GPS-спостережень.
10. Дайте характеристику швидкостатичного методу GPS-спостережень.
11. Охарактеризуйте кінематичний метод GPS-спостережень.
12. У чому полягає зміст і поліпшення світової системи відліку WGS-84?
13. Охарактеризуйте європейську систему координат EUREF.
14. Як здійснити перетворення систем координат при GPS-спостереженнях?
15. У чому полягає методика і технологія прив'язки мережі опорних пунктів до систем координат WGS-84, EUREF, СК-42?
16. Як можна використати GPS для цілей кадастру?
17. Як можна використати GPS у геодезії?
18. Які існують методи GPS у фотограмметрії?
19. Поясніть будову системи ProMark 2.

20. Охарактеризуйте порядок проведення зйомки за допомогою ProMark 2.
21. Надайте класифікацію GPS.
22. Як уникнути помилок при GPS-спостереженнях?
23. Охарактеризуйте систему ГЛОНАСС.
24. Чи існує математичний зв'язок між різними системами координат?
25. Де знаходяться станції управління GPS?

Розділ 9. Множення і зберігання планів і карт

1. Загальні відомості

При постійному використанні плани і карти порівняно швидко забруднюються, деформуються та стають непридатними до роботи. Крім того, в процесі виконання різного роду робіт виникає необхідність одночасного використання кількох примірників одного номенклатурного аркуша карти або плану. Тому оригіналами планів і карт, складених безпосередньо за матеріалами зйомок, користуються тільки у виняткових випадках, а для повсякденної роботи виготовляють їх копії.

В залежності від призначення і необхідної кількості копій планів (карт) їх множення здійснюється різними способами. Плани і карти видаються на картографічних підприємствах масовими тиражами в сотнях і тисячах примірників літографським або офсетним способом. У більшості випадків маркшейдерської практики буває достатньо обмежитися кількома примірниками копій плану. При цьому копії можуть складатися як у масштабі оригіналу карти (плану), так і з необхідним зменшенням або збільшенням масштабу.

2. Копіювання планів і карт без зміни масштабу оригіналу

Копіювання планів і карт без зміни їх масштабу може виконуватися різними способами.

Найбільш простим і водночас найбільш трудомістким є копіювання «на просвіт» із використанням прозорих матеріалів. У цьому випадку на оригінал накладають аркуш кальки (восківки) і копіюють його олівцем або тушшю. Слід мати на увазі, що копії креслень на кальці дуже деформуються при зміні температури й особливо вологості повітря. Тому для копіювання планів використовуються синтетичні

плівки типу лавсану, креслення на яких виконується спеціальною тушшю, що не змивається. Копіювання планів на креслярський папір виконується на світлокопіювальному столі. Для цього на скло столу кладуть оригінал, виготовлений на прозорій основі, а зверху – аркуш паперу; потім вмикають лампи, розташовані під склом світлостолу, і на просвіт на чистому аркуші паперу обводять контури олівцем або тушшю.

Для множення планів також використовується світлочутливий папір. При цьому креслення, виготовлене на прозорому матеріалі, накладають на аркуш світлочутливого паперу, обидва аркуші притискають один до одного й освітлюють. Під дією світла діазоз'єднання, які входять до складу світлочутливого шару, руйнуються на освітлених місцях; неосвітлені місця при проявленні в парах аміаку набувають певного (частіше коричневого) забарвлення.

Для світлокопіювання використовують спеціальні копіювальні рами і світлокопіювальні апарати. Для множення маркшейдерсько-геодезичної графічної документації використовувався світлокопіювальний апарат марки СКМН-1000-200, призначений для контактного світлокопіювання з одночасним проявленням світлокопій луговим розчином.

Найбільш прогресивним способом відтворення зображень є електрофотографія. При даному способі електропроцес ґрунтується на використанні напівпровідникових матеріалів; на фотошарі останніх при освітленні утворюється потайне електростатичне зображення, яке проявляється за допомогою дрібного порошку. На цьому принципі базується робота електрографічних репродукційних площинних апаратів типу «Ера» і «Вега», ротаційних електрографічних машин типу РЕМ, електрографічних копіювальних апаратів типу ЕФА та ін. Всі вищезазначені прилади

мали об'ємні габарити. На зміну їм прийшли ксероксні і скануючі апарати.

3. Копіювання планів і карт зі зміною масштабу оригіналу

У практиці виконання різного роду топографічних робіт часто виникає необхідність отримання копій планів і карт із зміною масштабу оригіналу. При перекреслюванні планів зі зменшенням масштабу (наприклад, із масштабу 1 : 500 в масштаб 1 : 2 000) отримують план із точністю, яка зазвичай задовольняє поставленим вимогам; при цьому деякими дрібними подробицями плану-оригіналу можна знехтувати. Зворотний перехід від масштабів більш дрібних до більш крупних неминуче веде до втрати точності отриманого плану й у порівнянні з оригіналом дає більш схематичне зображення місцевості. Тому плани, отримані збільшенням масштабу оригіналу, можуть бути використані лише для складання різних схем.

Існує багато способів копіювання планів і карт зі зміною масштабу оригіналу. Розглянемо деякі з них.

Геометричний спосіб полягає в нанесенні на оригінал дрібної квадратної сітки. На аркуш креслярського паперу також наносять квадратну сітку, розміри квадратів якої мають необхідне співвідношення масштабів копії й оригінала. Після цього з кожної клітинки оригінала переносять і відповідну клітинку копії ситуацію і рельєф, оцінюючи при цьому розміри і форму їх окремих елементів на око і з використанням пропорційного циркуля.

Графомеханічним способом плани перекреслюють зі збереженням заданого співвідношення масштабів за допомогою пантографа.

При оптико-механічному способі для отримання копій креслень використовують оптичні і фотомеханічні прилади. До оптичних приладів належать фоторепродукційні

апарати, діаскопи, оптичні пантографи, проектори, фототрансформатори та ін. До фотомеханічних відносять електрографічні апарати і машини типів Ера, ГЕМ та ін.

4. Збереження і використання планів і карт

Плани і карти виконують на креслярському папері вищого ґатунку, часто наклеєному на жорстку або еластичну основу для забезпечення довготривалого строку служби і збереження, а також на недеформованих прозорих синтетичних матеріалах. Однак при недбалому збереженні і користуванні вони дуже деформуються або швидко стають непридатними до роботи. Особливо сильно деформуються копії креслень, виготовлених на світлочутливому папері.

Основною причиною деформації паперу, що досягає 1% і більше, є зміна вологості повітря. Тому в приміщеннях для збереження планів і карт повинен витримуватися визначений режим: температура повітря 18-20°C при відносній вологості 50–65%. Приміщення повинні бути захищеними від пожеж, а також від гризунів, цвілі й інших факторів, які можуть викликати пошкодження креслень.

Вихідні креслення повинні зберігатись у горизонтальному положенні. Забороняється перегинати їх і згортати в рулони, оскільки це призводить до нерівномірної деформації паперу в різних напрямках. Плани, наклеєні на жорстку основу, слід зберігати у вертикальному положенні. Копії креслень на світлочутливому папері, кальці або лавсані можуть зберігатись в рулонах або в розгорнутому вигляді. Краще за все зберігати плани і карти в спеціальних шафах із висувними шухлядами, віддаленими від приладів обігріву, або стелажах.

Топографічні карти і плани, які мають багато примірників, одного номенклатурного аркуша (від декілька сотень до кількох тисяч) зберігаються на спеціальних складах карт в упаковках по 250 і 500 примірників.

Контрольні запитання та завдання

1. Поясніть способи копіювання планів і карт без зміни масштабу оригіналу.
2. Охарактеризуйте способи копіювання планів і карт зі зміною масштабу оригіналу.
3. Як зберігаються і використовуються карти і плани?

Список літератури

1. Білокриницький С.М. Топографія і геодезія : методичний посібник : у 2 ч. / С.М. Білокриницький. – Чернівці : Рута, 2001. – Ч. 1. – 64 с.
2. Білокриницький С.М. Топографія і геодезія : методичний посібник : у 2 ч. / С.М. Білокриницький. – Чернівці : Рута, 2005. – Ч. 2. – 48 с.
3. Білокриницький С.М. Геодезія : навчальний посібник у 6 частинах / С.М. Білокриницький. – Чернівці : Рута, 2008. – Ч.1 – 88 с.
4. Білокриницький С.М. Геодезія : навчальний посібник у 6 частинах / С.М. Білокриницький. – Чернівці : Рута, 2008. – Ч.2 – 104 с.
5. Білокриницький С.М. Геодезія : навчальний посібник у 6 частинах / С.М. Білокриницький. – Чернівці : Чернівецький національний університет, 2009. – Ч.3 – 96 с.
6. Білокриницький С.М. Геодезія : навчальний посібник у 6 частинах / С.М. Білокриницький. – Чернівці : Чернівецький національний університет, 2009. – Ч.4 – 88 с.
7. Білокриницький С.М. Геодезія : навчальний посібник у 6 частинах / С.М. Білокриницький. – Чернівці : Чернівецький національний університет, 2010. – Ч.5 – 120 с.
8. Білокриницький С.М. Геодезія : навчальний посібник у 6 частинах / С.М. Білокриницький. – Чернівці : Чернівецький національний університет, 2011. – Ч.6 – 100 с.
9. Буланов А.И. Геодезия / А.И. Буланов. – М. : Изд-во геодез. лит., 1962. – 316 с.
10. Гофманн-Велленгоф Б. Глобальна система визначення місцеположення (GPS). Теорія і практика / Б. Гофманн-Велленгоф, Г. Лихтенггер, Д. Коллінз ; пер. з англ. ; за ред. Я. С. Яцківа. – К. : Наук. думка, 1995. – 380 с.
11. Господинов Г.В. Топографія / Г.В. Господинов, В.Н. Сорокин. – М. : Изд-во Моск. ун-та, 1974. – 360 с.
12. Геодезия : в 2 ч. / [А.Ф. Соловьев, П.Н. Тарасов, Ф.В. Тарасенко и др.]; под ред. А.Ф. Соловьева. – М. : ВИ МО, 1966. – Ч. 1. – 502 с.
13. Геодезия: в 2 ч. / [А.Ф. Соловьев, П.Н. Тарасов, С.И. Эвенчик и др.]; под. ред. В.П. Александрова и А.Ф. Соловьева. – М. : ВИ МО, 1962. – Ч. 2. – 422 с.
14. Геодезия. Топографические съёмки / [Ю.К. Невмывакин, Е.И. Халугин, П.Н. Кузнецов, А.В. Бойко]. – М. : Недра, 1991. – 317 с.

15. Інструкція з топографічного знімання у масштабах 1 : 5 000, 1 : 2 000, 1 : 1 000, 1 : 500. – К., 1999. – 155 с.
16. Костецька Я.М. Геодезичні прилади. Частина II. Електронні геодезичні прилади : підручник для студентів геодезичних спеціальностей вузів / Я.М. Костецька. – Львів : ІЗМН, 2000. – 324 с.
17. Маслов А.В. Геодезия / А.В. Маслов, А.В. Гордеев, Ю.Г. Батраков. – М. : Недра, 1980. – 616 с.
18. Островський А.Л. Геодезія : Підручник. Частина друга / А.Л. Островський, О.І. Мороз, В.Л. Тарнавський; За заг. ред. А.Л. Островського. – Львів: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2008. – 564 с.
19. Поклад Г.Г. Геодезия : учебник для вузов / Г.Г. Поклад. – М. : Недра, 1988. – 304 с.
20. Руководство по фототопографическим работам : в 2 ч. – М. : РИО ВТС, 1981. – Ч. 1. – 276 с.
21. Руководство по топографическим съемкам в масштабах 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000, 1 : 500. Наземные съемки. – М. : Недра, 1977. – 135 с.
22. Руководство по астрономо-геодезическим работам. Геодезические работы. – М. : РИО ВТС, 1980. – 422 с.
23. Салищев К.А. Картоведение / К.А. Салищев. – М. : Изд-во Моск. ун-та, 1982. – 408 с.
24. Топографія з основами геодезії / [Божок А.П., Дрич К.І., Барановський В.Д. та ін.] – К. : Вища шк., 1995. – 275 с.
25. Топографо-геодезична та картографічна діяльність (законодавчі та нормативні акти). Ч. I. Головне управління геодезії, картографії та кадастру. – К., 2000. – 405 с.
26. Шилов П.И. Геодезия / П.И. Шилов. – М. : Недра, 1963. – 382 с.
27. Тревого І.С. Геодезичні прилади : Практикум: Навч. посібник / Т.Г. Шевченко, О.І. Мороз, І.С. Тревого; за редакцією Т.Г. Шевченко. - [2-е вид.]. – Львів: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2010. – 236 с.
28. Фототопография / [В.П. Литвиненко, Б.И. Приданцев, В.Ф. Кручинин и др.]– М. : ВИ МО, 1980. – 464 с.
29. Шевченко Т.Г. Геодезичні прилади : Підручник / Т.Г. Шевченко, О.І. Мороз, І.С. Тревого; за редакцією Т.Г. Шевченко. - [2-е вид.]. – Львів: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2009. – 484 с.

ЗМІСТ

Вступ	3
Розділ 1. Загальні відомості з геодезії і топографії	19
1. Поняття про форму і розміри Землі	19
1.1. Поняття про фігуру Землі.....	19
1.2. Земний еліпсоїд.....	22
1.3. Основні лінії і площини еліпсоїда.....	25
2. Системи координат, які застосовуються в геодезії.....	27
2.1. Географічні координати	27
2.2. Прямокутні координати на поверхні еліпсоїда і кулі	31
2.3. Плоскі прямокутні координати	33
2.4. Полярні координати.....	34
2.5. Світова геодезична система 1984 р. (WGS-84)	35
3. Референц-еліпсоїд	38
4. Орієнтування	43
4.1. Орієнтування ліній по істинному і магнітному мериді- анам	43
5. Топографічні карти і плани.....	47
5.1. Поняття про топографічні карти і плани, їх призначен- ня.....	47
5.2. Елементи карти, основні її властивості, вимоги до неї	51
5.3. Математична основа карт і планів	53
5.3.1. Масштаби.....	56
5.3.2. Проекція, розграфлення і номенклатура топографіч- них карт.....	60
6. Картографічні умовні знаки для зображення елементів місцевості.....	69
6.1. Особливості оформлення топографічних карт і планів	72
6.2. Зображення населених пунктів.....	75
6.3. Зображення промислових, сільськогосподарських і со- ціально-культурних об'єктів	76
6.4. Зображення шляхів сполучення	77
6.5. Гідрографія і гідротехнічні споруди	78
6.6. Рослинний покрив і ґрунти	79
6.7. Зображення кордонів, границь, меж і огорожень ...	80
6.8. Зображення опорних пунктів.....	81
7. Рельєф місцевості.....	81
7.1. Основні форми рельєфу.....	81
7.2. Способи зображення рельєфу	84
7.3. Основні властивості горизонталей.....	88
Розділ 2. Топографічні зйомки місцевості	91

1. Поняття про топографічні зйомки місцевості.....	91
2. Методи топографічних зйомок.....	94
3. Геодезична основа топографічних зйомок.....	100
4. Загальні поняття та класифікація планових і висотних геодезичних мереж.....	101
5. Геодезичні знаки і центри.....	110
6. Теодолітна зйомка.....	116
6.1. Суть і способи теодолітної зйомки.....	116
6.2. Прилади для виконання теодолітної зйомки.....	127
6.2.1. Компарування (еталонування) стрічки.....	128
6.2.2. Закріплення (позначення) точок на місцевості....	129
6.2.3. Провішування ліній.....	131
6.2.4. Вимірювання ліній стрічкою.....	133
6.2.5. Визначення відстаней, недоступних для вимірювання стрічкою.....	135
7. Теодоліти та їх види.....	136
7.1. Види (класифікація) теодолітів.....	136
7.2. Загальна конструкція теодоліта, функціональне призначення окремих частин.....	138
7.2.1. Принципова схема будови теодоліта.....	138
7.2.2. Горизонтальний круг.....	140
7.2.3. Відлікові пристрої.....	141
7.2.4. Зорові труби.....	145
7.2.5. Рівні.....	151
7.2.6. Вертикальний круг теодоліта.....	154
8. Перевірки та юстування теодоліта.....	158
9. Приведення теодоліта в робоче положення.....	164
10. Вимірювання горизонтальних кутів.....	165
11. Вимірювання вертикальних кутів.....	169
12. Нитковий віддалемір. Визначення відстаней нитковим віддалеміром.....	171
13. Прокладання теодолітних ходів і полігонів. Прив'язка їх до пунктів геодезичної мережі.....	174
14. Зйомка ситуації місцевості.....	177
15. Камеральні роботи при теодолітній зйомці.....	178
15.1. Попередня обробка польових вимірювань.....	178
15.2. Обчислення дирекційних кутів сторін ходів.....	180
15.3. Обчислення координат точок ходу.....	185
16. Побудова плану теодолітної зйомки.....	192
16.1. Побудова плану полігону (ходу) за виміряними кутами й горизонтальними прокладеннями.....	192
16.2. Побудова прямокутної координатної сітки.....	195

16.3. Розрахунки для симетричного розміщення плану на планшеті (цифрування координатної сітки).....	202
16.4. Нанесення ситуації на план.....	202
16.5. Оформлення плану.....	205
17. Обчислення площ.....	205
17.1. Способи обчислення площ.....	205
17.2. Обчислення площі ділянки за координатами її вершин	206
17.3. Графічний спосіб обчислення площ	207
17.4. Планіметри	209
Розділ 3. Геометричне нівелювання.....	216
1. Види нівелювання	216
2. Суть і способи геометричного нівелювання	217
3. Класифікація геометричного нівелювання за точністю	222
4. Нівелірні знаки	224
5. Види нівелірних робіт	226
6. Нівеліри.....	227
6.1. Класифікація нівелірів.....	227
6.2. Нівеліри з циліндричними рівнями.....	229
6.3. Нівеліри з компенсаторами.....	230
6.4. Перевірки і дослідження нівелірів	234
7. Нівелірні рейки.....	240
7.1. Перевірки нівелірних рейок.....	242
8. Визначення висот точок зйомочної мережі. Технічне нівелювання	244
9. Трасування лінійних споруд	248
9.1. Вибір напрямку і закріплення траси	249
9.2. Розмічування пікетів по трасі	250
9.3. Розмічування головних точок кругової кривої Винесення пікетів на криву.....	253
9.4. Нівелювання траси. Обчислення висот точок.....	256
9.5. Складання профілю траси	260
10. Нівелювання поверхні	262
11. Способи проведення горизонталей	266
Розділ 4. Мензульна зйомка.....	270
1. Суть мензульної зйомки	270
2. Прилади, що застосовуються при мензульній зйомці.....	275
2.1. Мензула.....	275
2.2. Перевірки мензули	276
2.3. Кіпрегелі	277
2.4. Перевірки кіпрегеля.....	280
2.5. Перевірки бусолі	284

3. Встановлення (приведення) мензули в робоче положення.....	286
4. Підготовчі роботи при мензульній зйомці	287
5. Створення мережі зйомочного обґрунтування	289
6. Перехідні точки	298
7. Зйомка ситуації та рельєфу	299
Розділ 5. Тахеометрична зйомка.....	302
1. Сутність тахеометричної зйомки	302
2. Прилади для тахеометричної зйомки.....	303
3. Знімальна основа тахеометричної зйомки.....	306
4. Виконання тахеометричної зйомки.....	307
5. Камеральні роботи	313
Розділ 6. Геодезичні мережі.....	317
1. Види геодезичних мереж і методи їх побудови.....	317
2. Класифікація геодезичної мережі.....	325
3. Геодезичні знаки і центри	340
4. Розшук геодезичних пунктів.....	345
4.1. Розшук місцеположення центра за одним ОРП, що зберігся.....	346
4.2. Розшук центра геодезичного пункту за одним пунктом, який видно з землі.....	347
4.3. Розшук центра пункту за двома ОРП, що збереглися	348
4.4. Розшук центра пункту за двома пунктами, які видно з землі.....	348
4.5. Розшук центра геодезичного пункту за трьома пунктами, які видно з землі	350
4.6. Розшук центра втраченого пункту від точки теодолітного ходу або від пункту GPS-спостережень.....	352
5. Геодезичні мережі спеціального призначення.....	353
6. Приведення виміряних горизонтальних напрямків до центрів пунктів.....	354
6.1. Види приведень	354
6.2. Формули для обчислення поправок за центрування і редукцію.....	356
6.2.1. Формула для обчислення поправок за центрування	356
6.2.2. Формула для обчислення поправок за редукцію	358
6.3. Способи обчислення елементів приведень.....	360
6.3.1. Графічний спосіб визначення елементів приведення	361
6.3.2. Аналітичний спосіб визначення елементів приведення.....	365

6.3.3. Безпосередній спосіб визначення елементів приведення.....	368
6.4. Визначення висот геодезичних знаків	368
7. Складання технічного проекту і рекогностування пунктів тріангуляції	370
7.1. Підготовчі роботи	371
7.2. Складання попереднього проекту. Розрахунок висот знаків	373
7.3. Польове рекогностування пунктів тріангуляції.....	377
7.4. Складання остаточного проекту	379
8. Обстеження пунктів геодезичної мережі.....	379
9. Види полігонометричних ходів	382
10. Проектування полігонометричних ходів	385
11. Польові роботи при прокладанні полігонометричних ходів.....	386
12. Вирівнювання тріангуляції за способом умов	389
12.1. Сутність вимірювальних обчислень тріангуляції.....	389
12.2. Геометричні умови і умовні рівняння, які виникають у вільних мережах тріангуляції	392
12.2.1. Умови фігур. Умовні рівняння фігур	393
12.2.2. Умова горизонту. Умовні рівняння горизонту ..	394
12.2.3. Умова полюсів. Умовні рівняння полюсів	395
13. Геометричні умови і умовні рівняння, які виникають у невідільних мережах тріангуляції	398
13.1. Умови і умовні рівняння дирекційних кутів	399
13.2. Умови і умовні рівняння базисів	400
13.3. Поняття про умову координат	401
14. Незалежні і залежні умови в тріангуляції	402
15. Визначення кількості незалежних умов в тріангуляції графічним способом. Вибір незалежних умов	404
16. Визначення кількості незалежних умов у тріангуляції аналітичним способом.....	408
17. Обчислення допустимих вільних членів умовних рівнянь.....	413
17.1. Умова полюса	413
17.2. Умова базисів	415
17.3. Умова дирекційних кутів	416
18. Лінійні виміри в аналітичних мережах.....	416
18.1. Основні методи вимірювання довжин ліній	419
18.2. Коротка характеристика світловіддалемірів	424
18.2.1. Характерні особливості світловіддалемірів першого покоління	424

18.2.2. Характерні особливості світловіддалемірів другого покоління	428
18.2.3. Характерні особливості світловіддалемірів третього покоління	430
18.3. Електронно-оптичні та електронні тахеометри ...	431
19. Визначення координат допоміжних пунктів	436
19.1. Лінійні засічки	437
19.1.1. Обчислення координат точки визначеної лінійною засічкою за двома вихідними пунктами	437
19.1.2. Обчислення координат точки визначеної лінійною засічкою за трьома вихідними пунктами	439
19.2. Азимутальні засічки	441
19.2.1. Обчислення координат точки визначеної оберненою азимутальною засічкою за трьома вихідними пунктами	441
19.2.2. Обчислення координат точки визначеної оберненою азимутальною засічкою за двома вихідними пунктами	442
19.3. Комбінований спосіб	443
19.3.1. Обчислення координат точки визначеної комбінованим способом (лінійно-азимутальний ланцюг)	443
19.3.2. Обчислення координат точки визначеної комбінованим способом (оберненою лінійною засічкою за одним вихідним пунктом)	444
19.4. Кутові засічки	446
19.4.1. Пряма засічка	446
19.4.1.1. Обчислення прямої засічки шляхом розв'язання прямих геодезичних задач	446
19.4.1.2. Обчислення прямої засічки за формулами котангенсів кутів трикутника	449
19.4.1.3. Обчислення прямої засічки за формулами котангенсів дирекційних кутів	452
19.4.2. Обернена засічка	455
19.4.2.1. Спосіб допоміжних кутів	456
19.4.2.2. Спосіб котангенса дирекційного кута	460
19.5. Передача (знесення) координат із вершини знака на землю	464
Розділ 7. Картографічні проекції	469
1. Поняття про картографічні проекції	469
2. Плоскі прямокутні координати Гаусса	473
2.1. Загальні відомості	473
2.2. Зображення геодезичної мережі на площині в проекції Гаусса	475
2.3. Формули для переходу від відстані на еліпсоїді до відстаней на площині	478

2.3.1. Масштаб зображення в проекції Гаусса	478
2.3.2. Перехід від відстаней на еліпсоїді до відстаней на площині	484
2.4. Формули для обчислення поправок у напрямки на кривизну зображення геодезичних ліній на площині	487
2.5. Залежність між азимутом і дирекційним кутом одного і того ж напрямку	491
2.6. Обчислення кута зближення меридіанів	495
3. Перетворення координат	499
3.1. Перетворення плоских прямокутних координат із однієї шестиградусної зони проекції Гаусса в суміжну шестиградусну зону	499
3.2. Перетворення геодезичних координат у плоскі прямокутні координати Гаусса	503
3.3. Перетворення плоских прямокутних координат Гаусса в геодезичні	511
Розділ 8. Загальні відомості про GPS-системи	517
1. Принципи роботи системи GPS і її використання	517
1.1. Історія виникнення GPS	517
1.2. Загальний принцип роботи GPS	521
1.3. Космічний сегмент	523
1.4. Сегмент управління	527
1.5. Сегмент користувача	529
1.6. Способи спостережень	532
1.6.1. Джерела похибок	533
1.6.2. Диференціальний режим	535
1.6.3. Статичний метод (Static Positioning)	537
1.6.4. Псевдостатичний метод (Pseudo-Static Positioning)	538
1.6.5. Швидкостатичний метод (Rapid Static Positioning)	539
1.6.6. Кінематичний метод стій/йди (Stop-and-Go Kinematic Positioning)	539
2. Методика і технологія прив'язки локальної мережі GPS – станцій до систем координат WGS-84, EUREF, СК-42	541
2.1. Зміст і поліпшення світової геодезичної системи відліку WGS-84	541
2.2. Європейська система координат EUREF	543
2.3. Перетворення систем координат	546
2.4. Методика і технологія прив'язки мережі опорних пунктів до систем координат WGS-84, EUREF, СК-42	549
2.5. Використання GPS для цілей кадастру	550
2.6. Використання GPS у геодезії	552
2.7. Методи GPS у фотограмметрії	554

3. Система геодезичної зйомки ProMark 2	555
3.1. Будова системи ProMark 2.....	555
3.2. Проведення зйомки за допомогою ProMark 2	557
Розділ 9. Множення і зберігання планів і карт.....	561
7.1. Загальні відомості	561
7.2. Копіювання планів і карт без зміни масштабу оригіна- лу.....	561
7.3. Копіювання планів і карт зі зміною масштабу оригіна- лу.....	563
7.4. Збереження і використання планів і карт	564
Список літератури.....	566

Навчальне видання

Білокриницький Сергій Миколайович

ГЕОДЕЗІЯ

Навчальний посібник

Відповідальний за випуск *Сухий П.О.*

Літературний редактор *Колодій О.В.*

Комп'ютерний набір *Білокриницький С.М.*