

CAPITOLUL 1

MĂSURAREA UNGHIURILOR

1.1 Tipuri de unghiuri

În lucrările topografice se folosesc efectiv următoarele categorii de unghiuri (figura 1.1.):

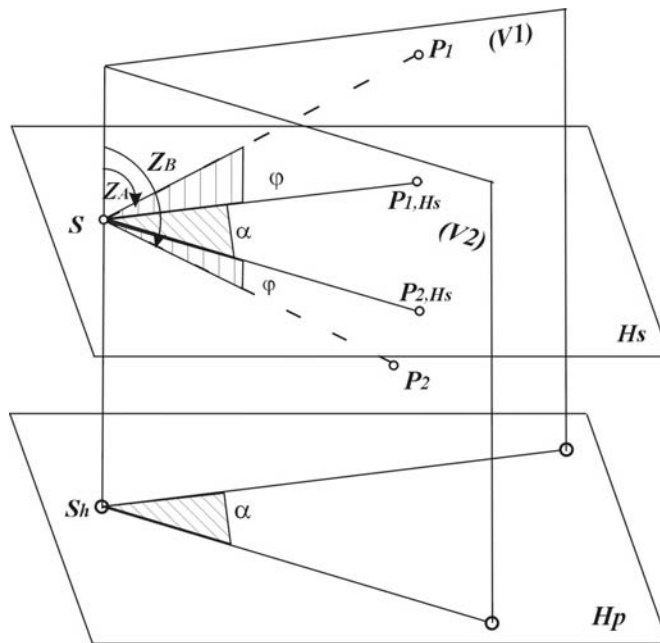


Figura 1.1. Unghiul orizontal și unghiuri în plan vertical

a) unghiul orizontal, α , definit de două vize oarecare în spațiu care pornesc din stația S spre direcțiile P₁ și P₂ și care se obține în planul orizontal Hs al stației S. *Unghiul orizontal reprezintă unghiul diedru al planelor verticale V₁ și V₂ care conțin respectiv cele două vize.*

O categorie aparte de unghiuri orizontale este orientarea, definită ca unghi format de direcția nordului cu o direcție oarecare din plan, măsurată în sens orar pornind de la direcția nordului (figura 1.2).

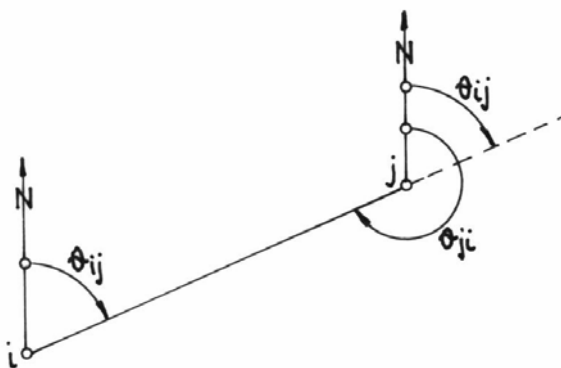


Figura 1.2. Orientarea unei direcții în plan orizontal

Se observă că între orientarea direcției ij , θ_{ij} (orientare directă) și orientarea direcției ji , θ_{ji} (orientare inversă), există relația:

$$\theta_{ji} = \theta_{ij} \pm 200 \text{ gon} \quad [1.1]$$

unde semnul „+” este pentru cazul parcurgerii arcului în sens orar, semnul „-”, pentru cazul parcurgerii arcului în sens antiorar, iar notația „gon” este pentru unghiuri centezimale (unghiul centesimal de 1 grad este unghiul la centru care subîntinde între laturile sale a 400- a parte dintr-un cerc).

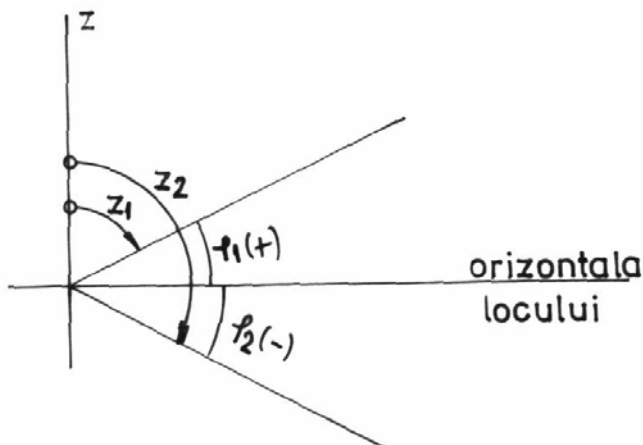


Figura 1.3. Unghiul zenital și unghiul de înclinare

- b) unghiul vertical al unei vize, care se măsoară într-un plan vertical (figura 1.3) și se poate defini fie în raport cu orizontala locului (caz în care se numește *unghi de înclinare*, notat cu φ), fie în raport cu verticala locului (caz în care se numește *unghi zenital*, notat cu z). Pentru unghiul de înclinare se

atribuie prin convenție semnul „+” dacă direcția este deasupra orizontalei și semnul „-” dacă este dedesubt. Se observă că unghiul vertical se obține dintr-o singură viză și că :

$$\varphi + z = 100 \text{ gon} \quad [1.2]$$

De aici rezultă și relația:

$$\varphi = 100 - z, \quad [1.3]$$

relație care oferă atât valoarea cât și semnul unghiului de înclinare.

1.2. Tipuri de instrumente

Instrumentele folosite la măsurarea unghiurilor se numesc *goniometre*. În principiu, aceste instrumente au cercuri gradate la care se măsoară unghiurile orizontale și verticale și lunete înclinabile, cu ajutorul cărora se poate viza spre orice direcție din spațiu.

După *numărul de vize* necesar obținerii unghiului orizontal, pot fi instrumente care determină unghiul din două vize (teodolite, tahimetre) sau dintr-o singură viză (echere topografice, busole).

După *valoarea unghiului* orizontal ce poate fi măsurat, sunt instrumente care permit măsurarea unui unghi de orice mărime (teodolite, tahimetre, busole) sau care permit măsurarea (sau construirea) unor unghiuri de valori fixe (echere topografice).

După *precizia* de măsurare, instrumentele pot fi teodolite (măsoară valori de ordinul secundelor sau chiar mai mici) și teodolite – tahimetre (măsoară unghiuri cu precizii de ordinul minutului, dar pot determina și distanța între două puncte).

După modul de citire, instrumentele pot fi clasice (citirea o face operatorul prin intermediul unui sistem optic) sau digitale (citirea o face instrumentul și o afișează pe un display).

Se mai obișnuiește și clasificarea instrumentelor după *firma* care le-a produs. Principalele firme prezente la noi în țară cu aparatură topografică sunt: Zeiss, Wild, Kern, Sokkisha, Topcon.

1.3. Teodolite și tahimetre

1.3.1. Schemă constructivă, axe, mișcări

Există în prezent o mare varietate de teodolite și tahimetre, datorită evoluției lor în timp și diferențelor ce apar între firmele constructoare. Indiferent însă de firmă, de precizia pe care o asigură sau de generația din care

fac parte, instrumentele de acest tip au aceleași axe, aceleași organe principale , secundare și mișcări. *Schema de principiu* (figura 1.4) evidențiază axele și cercurile gradate.

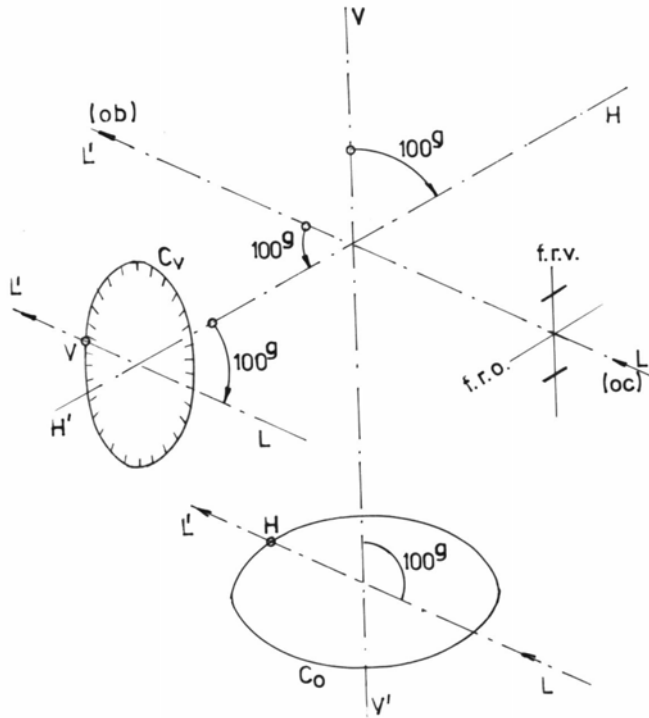


Figura 1.4. Schema de principiu a teodolitului

Axa principală, VV' este axa care trebuie să fie perfect verticală în timpul măsurătorilor. Prin construcție, axa principală este perpendiculară pe cercul orizontal gradat, C_o , în centrul lui. În jurul axei principale instrumentul poate să execute o mișcare de rotație în plan orizontal. În timpul lucrului, dacă instrumentul este corect aranjat, axa principală este materializată (se poate vizualiza) prin firul cu plumb.

Axa secundară, $H-H'$ este axa care trebuie să fie perfect orizontală în timpul măsurătorilor. Axa secundară este perpendiculară pe axa principală și de asemenea este perpendiculară pe cercul vertical gradat, C_v , în centrul lui. Luneta instrumentului este suspendată în două puncte care aparțin axei secundare, astfel că, în jurul acesteia, luneta poate să execute mișcări de rotație în plan vertical. Vizualizarea axei secundare se face prin intermediul unui punct, marcat pe carcasa instrumentului în mod specific.

Axa lunetei, LL' (axa de viză sau axa optică), este perpendiculară pe axa secundară și este definită de linia focarelor lentilelor care intră în alcătuirea

lunetei. Un punct material pe această axă este intersecția firului reticular vertical (frv) și a celui orizontal (fro) din planul reticul.

Cele trei axe sunt *concurrente într-un punct*.

Din figura 1.4 se observă că valorile de pe cercurile gradate pe care operatorul vede poate citi în poziția I și a II- a lunetei sunt cele din dreptul proiecției axului lunetei în planul care conține aceste cercuri: V pentru cercul vertical și H pentru cercul orizontal.

Referitor la *libertatea de mișcare* a limbului, teodolitele și tahimetrele pot fi:

- *teodolite - tahimetre simple*, la care limbul este fix, legat de ambază. La acest tip, care în prezent nu se mai construiește, se poate roti numai alidada în jurul axului vertical, V-V'. Nu se pot introduce origini diferite de măsurare pe o direcție oarecare

- *teodolite - tahimetre repetitoare*, la care limbul se poate roti și el în jurul axei principale V-V', odată cu alidada. Aceasta permite aducerea gradației dorite (de exemplu zero) pe orice direcție. Măsurarea unui unghi într-o stație se poate face cu origini diferite

- *teodolite reiteratoare*, ce sunt instrumente moderne, la care limbul se poate roti în jurul axei V-V' odată cu alidada sau independent de aceasta, prin acționare din exterior a unui șurub reiterator, ceea ce permite introducerea de origini diferite pe o direcție.

Se numește *mișcare generală* acea mișcare în jurul axului vertical V-V' în care limbul se mișcă solidar cu alidada. În acest caz, proiecția axului lunetei pe limb rămâne permanent în dreptul aceleiași gradații, deci nu se pot măsura unghiuri. Această mișcare se folosește pentru a aduce o gradație a limbului (de exemplu zero) spre o direcție dată.

Se numește *mișcare înregistratoare* acea mișcare în jurul axului vertical V-V' în care limbul rămâne fix atunci când alidada se rotește în jurul axului vertical V-V'. În acest caz, proiecția axului lunetei pe limb "mătură" porțiuni gradate, deci se pot măsura unghiuri.

Pentru folosirea uneia sau alteia din mișcări există la fiecare instrument sisteme mecanice și pârghii de acționare specifice.

Mișcarea de rotație în jurul axului vertical V-V' poate fi *liberă, fină* sau *blocată*. Blocarea se face prin acționarea unor pârghii sau butoane din exterior, iar mișcarea fină, care servește pentru vizarea precisă a unei direcții, este posibilă numai când pârghiile de blocare au fost acționate.

1.3.2. Organe principale

Organele principale sunt ambaza, cercul orizontal gradat (limbul), cercul vertical (eclimetrul), alidada și luneta.

Ambaza (figura 1.5) este partea inferioară a instrumentului, cu rolul de a susține construcția lui, de a proteja cercul orizontal gradat, de a realiza prinderea de suportul pe care lucrează și de a face posibilă calarea.

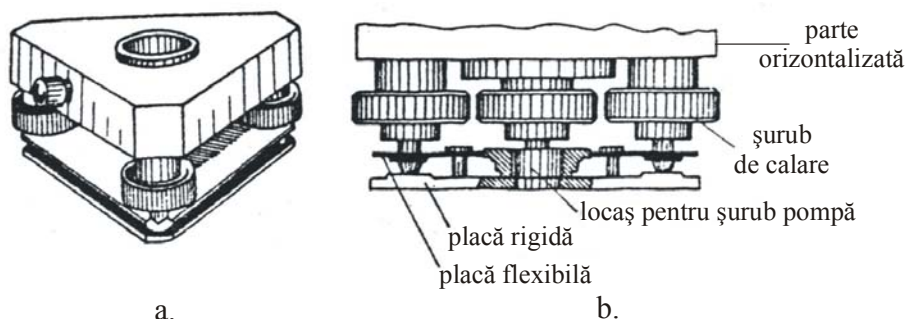


Figura 1.5. Ambaza: a- vedere, b- secțiune verticală

Ambaza are în general formă de triunghi echilateral cu colțuri rotunjite. Partea inferioară este formată din două plăci: cea de jos, rigidă, care se sprijină efectiv pe trepid în timpul lucrului și cea de deasupra, flexibilă (elastică). De placa elastică este legat solidar un lăcaș filetat în care se prinde șurubul de fixare pe trepid (șurub pompă). Prin deformația elastică a acestei plăci se asigură o bună strângere a instrumentului pe trepid. Partea superioară este formată dintr-o placă rigidă, având rol în susținerea aparatului propriu-zis. Între partea superioară și cea inferioară se găsesc trei șuruburi de calare. Acționarea convenabilă a acestora face posibilă orizontalizarea plăcii rigide superioare și, odată cu ea, a altor organe ale instrumentului, care sunt legate solidar de aceasta.

Cercul orizontal gradat (limbul) este un inel din sticlă, gradat pe porțiunea exterioară, cu diametrul cuprins între 5 și 25 cm. În poziție normală de lucru, limbul trebuie să fie perfect orizontal și cu ajutorul lui se măsoară unghiurile orizontale. Limbul se fixează în interiorul alidadei. Gradațiile limbului pot fi în sistem sexagesimal (mai rar), sau în sistem centezimal. Sensul de creștere al gradațiilor este *orar*. Un grad centezimal conține 100 minute centezimale ($1\text{gon} = 100^\circ$), iar un minut conține 100 secunde centezimale ($1^\circ = 100^{\text{c}}$).

Alidada (figura 1.6) are rolul de a proteja cercul orizontal, de a susține construcția superioară a aparatului (prin furcile alidadei); de asemenea aici sunt conținute și protejate: ansamblul de lentile și oglinzi care alcătuiesc sistemul optic al instrumentului, mecanismele de blocare a mișcării și de mișcare fină.

Cercul vertical gradat (eclimetrul) este un inel din sticlă, folosit pentru măsurarea unghiurilor verticale (figura 1.7). Eclimetrul este așezat în una din furcile alidadei, într-un plan vertical și axul secundar este perpendicular în centrul lui. Diametrul este mai mic decât al limbului și este gradat în aceleași unități ca și limbul. Dacă originea de măsurare a unghiului vertical este pe un

diametru orizontal, la limb se citește unghiul de înclinare, ϕ , iar dacă originea de măsurare este pe axa zenit-nadir (cazul majorității instrumentelor moderne), se citește unghiul zenital, z .

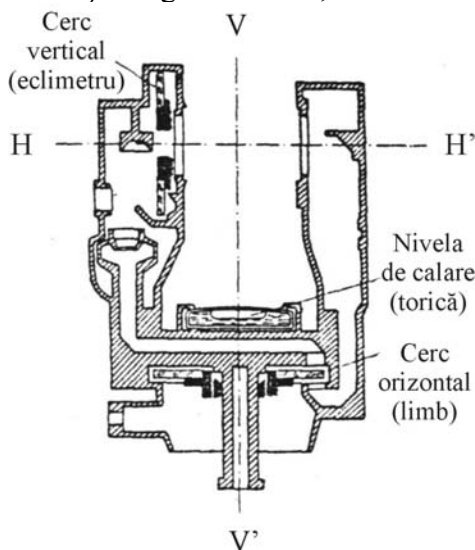


Figura 1.6 Alidada

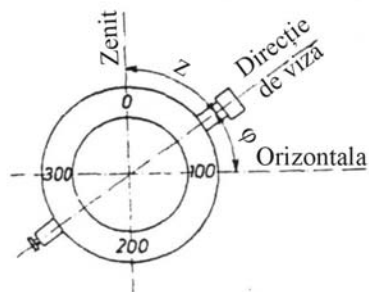


Figura 1.7. Eclimetru

Luneta este compusă din ansambluri de lentile așezate în două tuburi coaxiale. Schema constructivă este prezentată în figura 1.8. Se evidențiază:

- tubul obiectiv, de dimensiuni mai mari, de lungime fixă, conținând lentilele obiectivului, lentila de focusare, mecanismul de acționare a acesteia și planul reticul;
- tubul ocular, mai scurt, care conține lentilele ocularului și se poate deplasa în interiorul tubului obiectiv.

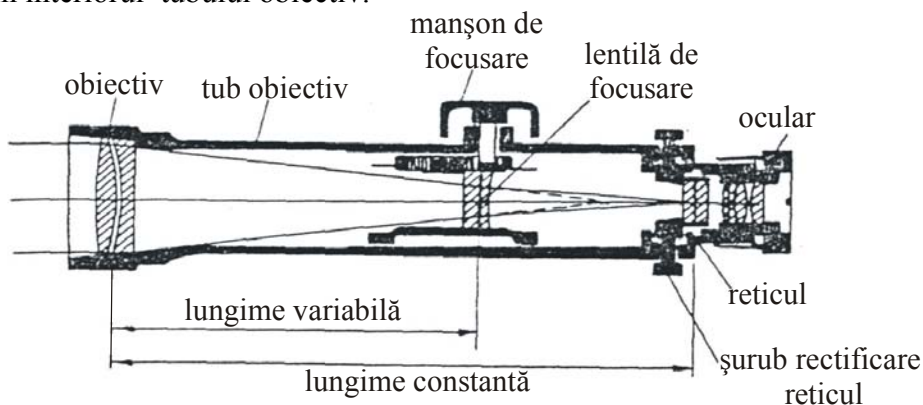


Figura 1.8. Schema constructivă a lunetei

Rolul lunetei este de a apropia aparent (de a mări) obiectul vizat și de a permite o vizare corectă. La tahimetre, luneta are rol și în măsurarea distanței pe cale optică.

Apropierea aparentă (formarea imaginii în lunetă)

Deși obiectivul și ocularul sunt constituite din mai multe lentile, pentru simplificarea acestora pot fi asimilate cu o singură lentilă convergentă (figura 1.9).

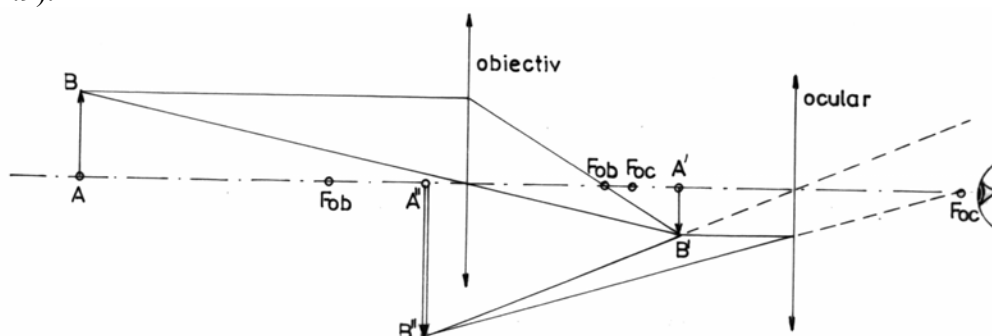


Figura 1.9. Schema optică a lunetei astronomice

Practic, corespunzător situației obișnuite în topografie, obiectul vizat (AB) se află față de instrument la o distanță mai mare decât de două ori distanța focală a obiectivului. Rezultă în acest caz că obiectivul va crea o imagine reală, răsturnată și mai mică decât obiectul vizat ($A'B'$). Sistemul de lentile obiectiv – ocular este aranjat astfel încât imaginea creată de obiectiv ($A'B'$) să se formeze între ocular și focalul ocularului. Conform regulilor de formare a imaginii prin lentile convergente, ocularul va prelua imaginea formată de obiectiv și va forma în acest caz o imagine ($A''B''$) virtuală, la fel ca $A'B'$ (dreaptă în comparație cu $A'B'$) și mai mare.

Acest tip de lunetă, care dă o imagine răsturnată, este întâlnit la instrumentele de fabricație mai vechi și se numește lunetă astronomică. Instrumentele de fabricație recentă au în plus o lentilă care redresează imaginea. Astfel de lunete, care dau o imagine la fel ca obiectul vizat (dreaptă în raport cu AB), se numesc lunete terestre.

Lentila de focusare se poate deplasa axial (de-a lungul axului lunetei) dacă este acționat din exterior un anumit manșon. Rolul ei este de a crea o imagine clară într-un plan care coincide cu planul reticul.

Vizarea corectă este asigurată de *planul reticul*. Acesta este constituit dintr-o placă (diafragmă) de cristal, fixată în interiorul lunetei prin intermediul a patru șuruburi antagoniste (figura 1.10 a). Pe diafragmă sunt gravate fire reticulare: (figura 1.10 b) unul vertical (fir principal) și celălalt orizontal (fir nivelor). Aranjarea corectă a planului reticul în timpul lucrului presupune ca intersecția firelor reticulare să se facă într-un punct care aparține axului optic al

lunetei. În acest fel, îndreptând luneta spre viza dorită, se duce axul de viză exact spre direcția respectivă, întrucât axa de vizare conține ca punct material intersecția firelor reticulare. Practic, firul reticular principal este folosit pentru a viza corect o *direcție* dată, iar firul orizontal dă *înălțimea de vizare*. Pe planul reticul mai sunt gravate, la tahimetre, și perechi de linii dispuse simetric față de firele reticulare, numite fire stadimetrice. Acestea au rol în măsurarea distanței pe cale optică, folosind o riglă gradată (stadie, miră).

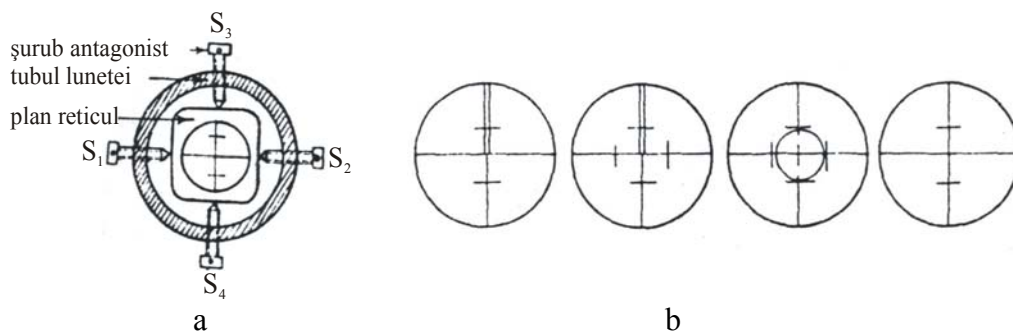


Figura 1.10. Planul reticul

Întrucât luneta se poate roti complet în jurul axului orizontal, se poate viza practic orice direcție. Apare astfel necesară stabilirea unei convenții referitoare la poziția lunetei în cadrul instrumentului: luneta se consideră în *poziția I* când, privind prin ocular, eclimetrul este pe furca din stânga a alidadei și în *poziția a II-a* când eclimetrul se află pe furca din dreapta. Practic, în poziția întâi, de pe eclimetru sunt citite valori cuprinse între 0 și 200 gon, iar în poziția a doua - valori cuprinse între 200 și 400 gon. Referitor la gradațiile limbului, în poziția întâi și a doua axul lunetei se proiectează pe acesta în zone diametral opuse.

Lunetele topografice sunt caracterizate de puterea de mărire și de unghiul de câmp.

Puterea de mărire a lunetei se asigură prin modul de dispunere a lentilelor și de formare a imaginii; fiecărei lunete îi este proprie o putere de mărire, care reprezintă, într-un sens mai larg, raportul dintre mărimea imaginii văzută prin lunetă și mărimea percepută cu ochiul liber.

Întrucât în mod obișnuit obiectul vizat este la o distanță foarte mare de obiectiv (zeci sau sute de metri) comparativ cu distanțele focale ale lentilelor (de ordinul zecilor de cm), rezultă că, practic, imaginea se formează în planul focal al obiectivului. În figura 1.11 s-a notat cu:

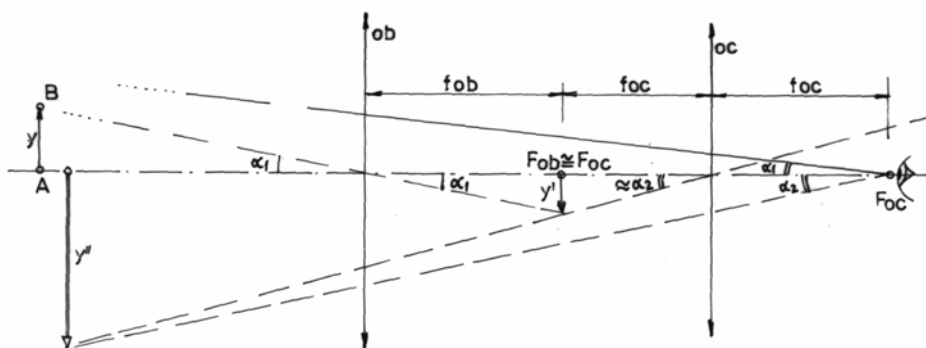


Figura 1.11. Puterea de mărire a lunetei

y - mărimea naturală a obiectului,

y' - mărimea imaginii create de lentila obiectivului ($y' \ll y$; imaginea este răsturnată),

y'' - mărimea imaginii preluate și mărite de ocular,

f_{oc} , f_{ob} - distanța focală a ocularului, respectiv a obiectivului.

Ochiul uman preferă imagini neacomodate (în cazul de față, imaginea y'' să apară cât mai departe); rezultă o reglare a sistemului obiectiv – ocular până când focarul ocularului, F_{oc} , este adus identic cu acela al imaginii y' și cu al obiectivului, F_{ob} .

În aceste condiții, *puterea de mărire* M se definește ca raport între tangenta unghiului sub care se vede obiectul vizat prin lunetă (α_2) și al tangentei unghiului sub care se vede cu ochiul liber (α_1). Ținând cont de distanțele mari până la obiectul vizat, unghiurile (α_1 și α_2 din figură sunt presupuse a fi egale, caz în care relația care definește puterea de mărire devine:

$$M = \frac{tg\alpha_2}{tg\alpha_1} = \frac{\frac{y'}{f_{oc}}}{\frac{y}{f_{ob}}} = \frac{f_{ob}}{f_{oc}} \quad [1.4]$$

Se observă că puterea de mărire a lunetei se poate defini și ca raport între distanțele focale ale obiectivului și ocularului lunetei. Rezultă că, pentru a avea o putere de mărire cât mai mare, luneta ar trebui să fie cât mai lungă. Întrucât luneta nu este practică este lungă, lunetele moderne cu putere de mărire mare au sisteme de prisme și oglinzi interioare care, prin reflexii succesive măresc artificial distanța focală a lentilelor obiectiv (figura 1.12).

Unghiul de câmp (câmpul lunetei) este definit ca unghi al generatoarelor conului razelor vizuale extreme care pleacă de la ochi și ies prin lunetă. Valorile unghiului de câmp sunt cuprinse în mod obișnuit între 1° și $2^\circ 30'$. Lunetele care au putere de mărire mare au unghiul de câmp mic și invers.

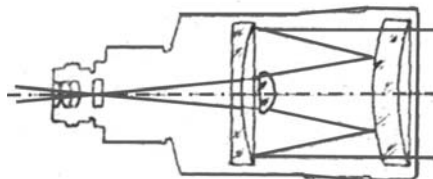


Figura 1.12 Sistem de creștere a puterii de mărire a lunetei

1.3.3. Organe secundare și auxiliare

Organele secundare sunt nivelele, trepiedul, firul cu plumb, dispozitivul optic de centrare, busola și declinatorul.

Nivelele sunt organe ale instrumentului care servesc la *sesizarea stării de calare* (orizontalizare), pe care o realizează șuruburile de calare ale ambazei. După forma lor, nivelele pot fi: sferice, torice, de contact, duble și cu cameră de compensație. Se prezintă cele mai întâlnite tipuri:

- nivela sferică (figura 1.13) este montată pe alidadă și servește la sesizarea stării de calare aproximativă (grosieră) a instrumentului. Este compusă dintr-un cilindru de sticlă acoperit cu o calotă sferică, umplut incomplet cu un lichid foarte fluid, cu punct de îngheț foarte coborât (alcool, eter, sulfură de carbon). Întreg ansamblul este protejat de o carcasă metalică fixată cu trei șuruburi de rectificare (de reglare) dispuse în vârfurile unui triunghi echilateral. Pe calota sferică există trasat un cerc reper. Umplerea incompletă a spațiului (cilindru + calotă) face posibilă apariția unei “bule de aer”, de fapt un spațiu în care se află în echilibru lichidul și vaporii saturați care provin din el. Starea de calare este indicată pentru cazul în care bula de aer se găsește în interiorul cercului reper.

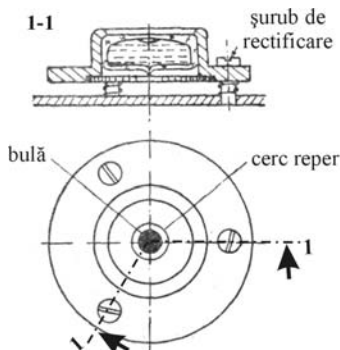


Figura 1.13 Nivela sferică

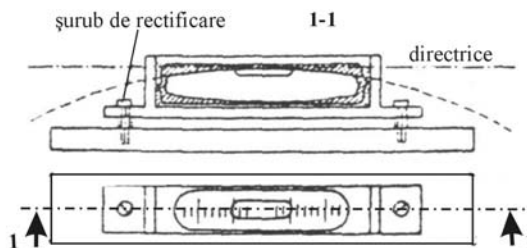
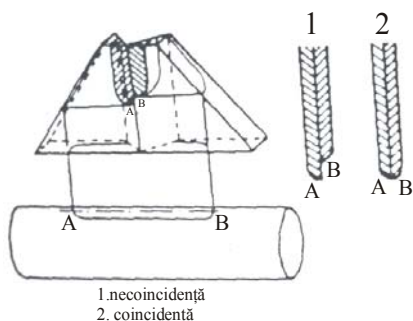


Figura 1.14. Nivela torică

- nivela torică (figura 1.14) este mai precisă decât nivela sferică și servește la sesizarea stării de calare precisă (riguroasă). Este formată dintr-un tor de sticlă, umplut incomplet cu lichid, lăsând loc unei bule de aer în aceleași condiții descrise la nivela sferică. Pe partea superioară a torului sunt trasate diviziuni, de regulă din doi în doi milimetri, simetric față de cel mai înalt punct. Între diviziuni există două mai lungi; acestea constituie reperele între care trebuie să se încadreze bula de aer atunci când nivela indică starea de calare. Tubul din sticlă este montat într-un dispozitiv prins de alidadă sau pe partea superioară a ambazei, prin intermediul a două șuruburi.



- nivela de contact sau nivela cu coincidență (figura 1.15) este de fapt o nivelă torică prevăzută cu un sistem de prisme, care aduce față în față extremitățile bulei. Aparatul este calat (bula se află între repere) când cele două extremități vin în coincidență. Nivelă cu coincidență are o precizie mai mare decât nivela torică datorită modului mai exact în care se poate face coincidența capetelor bulei comparativ cu încadrarea ei între repere.

Figura 1.15 Nivelă de contact

Sensibilitatea nivelelor Caracteristica tehnică principală a nivelelor este *sensibilitatea* lor. Prin sensibilitate se înțelege unghiul de înclinare, α , al tangentei la nivelă (T_1), atunci când bula se deplasează cu o diviziune (T_2 , figura 1.16). Dacă se exprimă lungimea "d" a arcului de cerc A_1A_2 în funcție de unghiul α și de raza de curbură a torului din sticlă, R, rezultă succesiv (unghiul α este mic):

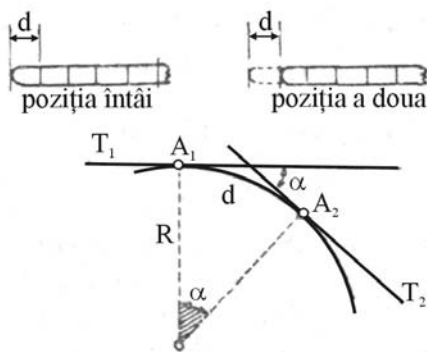


Figura 1.16. Sensibilitatea nivelei

$$\sin \alpha = \alpha \text{ sin} 1'' = \alpha / \rho \quad [1.5]$$

$$d = R \text{tg} \alpha \approx R \sin \alpha; \quad \alpha = \frac{d}{R} \rho \quad [1.6]$$

Din [1.6] rezultă că precizia unei nivele, definită prin sensibilitatea ei, crește odată cu raza de curbură a torului. Practic, există o limită pentru mărimea razei torului peste care calarea ar deveni anevoioasă. Nivelele torice ale instrumentelor uzuale au raza torului de 40 – 80 m și sensibilități de ordinul $50''/2\text{mm}$.

Mărimea “ ρ ” este un factor folosit la omogenizarea relațiilor de calcul din punct de vedere dimensional și reprezintă raportul dintre valoarea unghiulară și cea liniară a cercului care are raza unitară. Exprimarea lui se poate face în grade, minute sau secunde:

$$\rho^g = \frac{400^g}{2\pi}; \rho^c = \frac{40000^c}{2\pi}; \rho^{cc} = \frac{4000000^{cc}}{2\pi} \quad [1.7]$$

Trepiedul (figura 1.17) servește ca suport instalării aparatului la o înălțime convenabilă pentru fiecare operator. Cele trei picioare sunt culisante și se termină la partea inferioară cu câte un sabot metalic. La partea superioară, picioarele sunt articulate de o platformă orizontală (măsuța trepiedului). Măsuța are în centrul ei un locaș circular prin care trece șurubul pompă, ce fixează de trepied placa inferioară a ambazei.

Firul cu plumb (figura 1.18) se compune dintr-un fir de suspensie și o greutate în formă de vârf de con. Firul cu plumb materializează axul principal al instrumentului și lungimea lui se potrivește astfel încât vârful de con să fie cât mai aproape de punctul matematic marcat la sol.

Dispozitivul de centrare optică (figura 1.19) se află montat la partea inferioară a alidadei. Este format dintr-o lunetă, prevăzută cu un plan reticul (cu fire reticulare sau cercuri concentrice) și o prismă deviatoare așezată pe axul vertical $V - V'$. Prisma deviază cu un unghi drept razele care pătrund prin lunetă astfel încât, atunci când prin lunetă trec raze orizontale, ele sunt deviate de-a lungul verticalei, prelungind axul principal. Când aparatul este corect așezat în stație, prin lunetă se vede punctul marcat la sol în centrul reticulului.

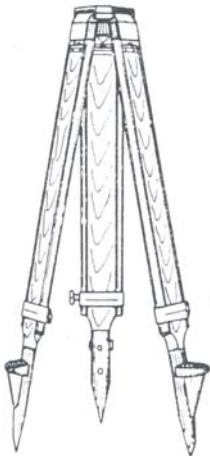


Figura 1.17.

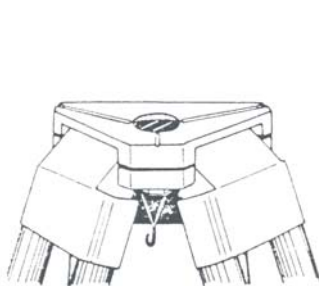


Figura 1.18

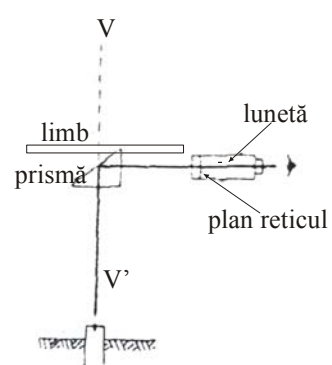


Figura 1.19

Busola sau declinatorul, (figura 1.20), ca accesorii care se pot monta pe teodolite -tahimetre, pot servi la măsurarea orientării magnetice a unor direcții. Locul de montare a busolei sau declinatorului este de regulă pe una din furcile alidadei. Declinatorul se comportă asemeni unei busole, dar acul magnetic poate oscila numai într-un spațiu redus.

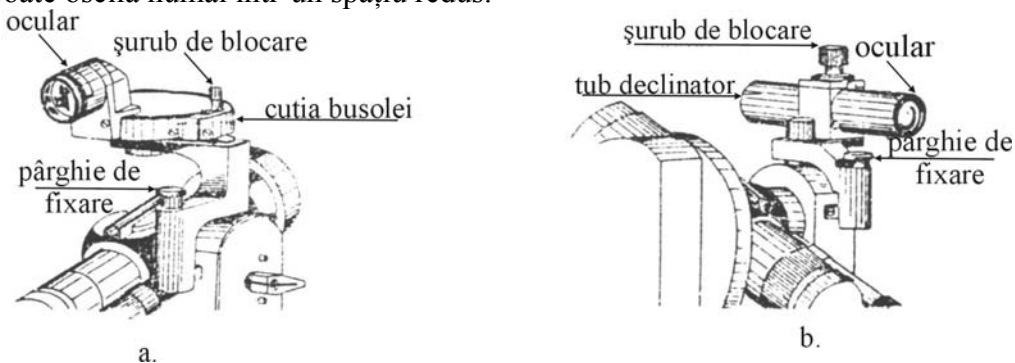


Figura 1.20. Busola (a) și declinatorul (b)

1.3.4. Sisteme optice și de citire

Sistemul optic al instrumentului este un ansamblu de prisme, lentile și oglinzi, care are rolul de a ilumina cercurile gradate și de a transporta imaginea lor într-un microscop de citire, așezat lângă lunetă. Lumina din exterior este introdusă în aparat prin intermediul unei oglinzi așezate pe una din furcile alidadei. Razele străbat cercurile gradate transparente și ajung, prin reflexii succesive, la ocularul unui microscop, unde se pot vedea, de regulă simultan, imaginile cercurilor gradate (figura 1.21)

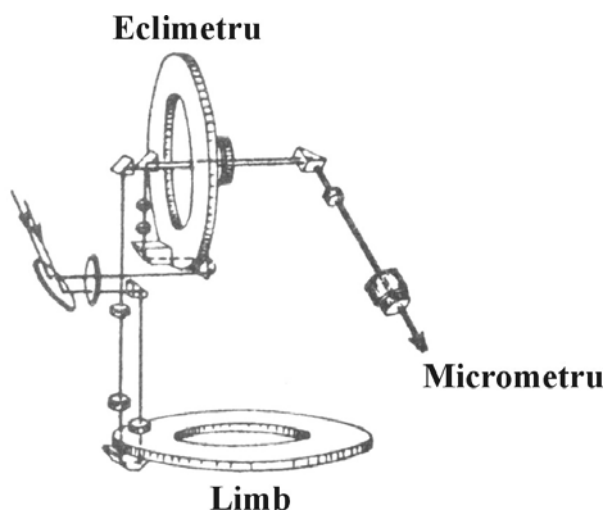


Figura 1.21. Schema sistemului optic al tahimetrului Theo 020 Zeiss

Sistemul de citire Citirea gradațiilor înscrise pe limb sau eclimetru se face în zona ce corespunde proiecției axei lunetei în poziția I în planul cercurilor gradate, în sensul de vizare (vezi figura 1.4). Dacă axa lunetei s-ar proiecta exact peste o gradație gravată pe cerc, citirea s-ar face direct. Poziția proiecției axei de viză este, de regulă, una oarecare, așa încât, o citire pe cercul orizontal se compune din două părți (figura 1.22): o parte întregă, certă, “c”, care reprezintă un număr întreg de diviziuni ale cercului gradat, citite direct până în dreptul indexului de citire R și o fracțiune de diviziune de pe cerc, “x”, care se citește cu ajutorul unui sistem de citire. În final, valoarea pe cercul gradat va fi: $C = c + x$. Precizia de lectură a valorii C depinde numai de precizia cu care se citește valoarea x. Se menționează că sistemul de citire al teodolitelor sau tahimetrelor este integrat în sistemul optic, așa încât imaginea lui este suprapusă peste aceea a cercurilor gradate. Se prezintă sistemele de citire cele mai răspândite.

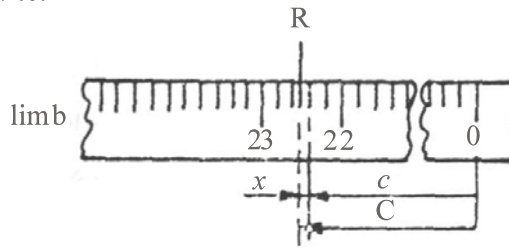


Figura 1.22. Rolul sistemului de citire

Tahimetrele cu fir sunt reprezentate de instrumente de tipul Theo 120 sau Theo 080 ale firmei Zeiss. În fapt, aceste instrumente nu au un sistem de citire propriu-zis: în fața imaginilor care provin de la cercul vertical și orizontal este suprapusă o lamelă transparentă (figura 1.23) pe care este gravat un reper central. Se citește până în dreptul firului reper, pentru valorile scrise drept: gradele și zecile de minute se determină direct, iar minutele prin estimare. Pentru figura menționată, citirile sunt: **V: 220^g 08^c** și **H: 208^g 23^c**. Precizia (egală cu cea mai mică diviziune care se poate citi) la tahimetrele cu fir este de $\pm 10^c$.

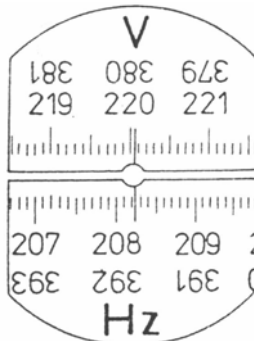


Figura 1.23 Sistemul de citire la tahimetrele cu fir

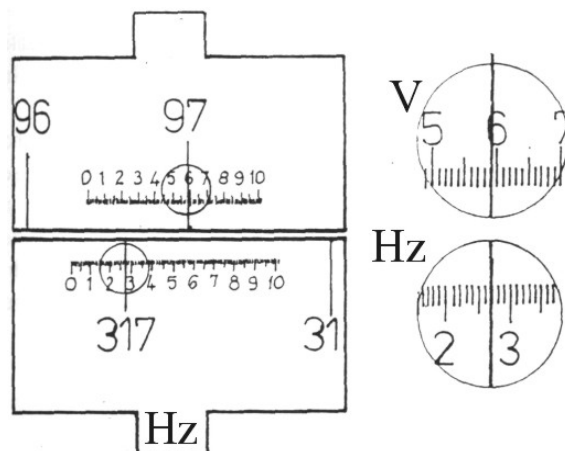


Figura 1.24. Sistemul de citire al tahimetreleor cu scală

Tahimetrele cu scală asigură o precizie satisfăcătoare în majoritatea cazurilor, de $\pm 1''$. Imaginea gradațiilor ambelor cercuri este adusă simultan în câmpul unui micrometru așezat lângă lunetă. Peste fiecare imagine este suprapusă o scală, a cărei lungime este riguros egală cu lungimea unui grad de pe limb sau eclimetru (figura 1.24). Scala este gradată în 10 părți egale, numerotate de la 0 la 10; la rândul lor, fiecare din gradații sunt împărțite în câte 10 părți egale, deci în total $10 \times 10 = 100$ diviziuni, corespunzătoare unui minut centezimal. Pentru aflarea gradației, se citesc gradele la diviziunea care taie scala, zecile de minute sunt date de diviziunea scalei înscrisă în stânga liniei gradului, iar minutele sunt citite între cifra zecilor de minute și linia gradului. În figura 1.24 citirile sunt: $V = 97^{\circ}59'$; $H_z = 317^{\circ}27'$.

Tahimetrele cu micrometru și reper asigură în general precizii mai bune decât cele descrise anterior. Un exemplu este tahimetrul TM 20 HS Sokkisha. La acesta sunt aduse simultan imaginile celor două cercuri într-un micrometru de lângă lunetă. Ferestrele prin care sunt vizualizate cercurile gradate au un reper central reprezentat prin două linii paralele (figura 1.25). În partea dreaptă există o fereastră, având în partea mijlocie. Acționând manșonul de pe furca alidadei se încadrează succesiv pentru limb și eclimetru firul care indică numărul de grade între firele duble centrale. În fereastra din dreapta, primele două cifre din dreptul gradației indică zecile de minute și respectiv minutele, iar ultima reprezintă zecile de secunde. În acest fel, se obțin succesiv următoarele citiri: pentru limb: $H = 23.34.50$; pentru eclimetru: $V = 91.96.00$.

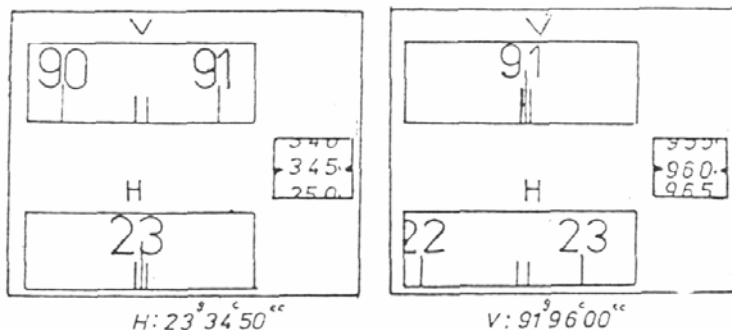


Figura 1.25. Micrometru și reper

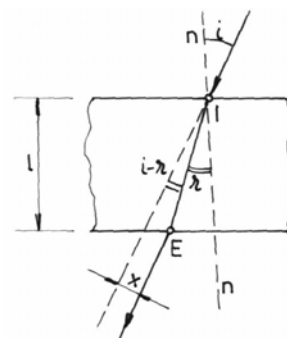


Figura 1.26 Lamela cu fețe plane paralele

Lamela cu fețe plane și paralele face parte din sistemul optic al unor instrumente care realizează citirea prin coincidența imaginilor. Este constituită din material transparent (sticlă, cristal). Realizarea coincidenței diviziunilor la tahimetrul TM 20 HS este posibilă datorită lamelei cu fețe plane și paralele.

Razele care străbat lamela (figura 1.26) perpendicular pe fețele ei trec nedeviate. Razele care o străbat sub un unghi de incidență "i" față de normală sunt deviate în interiorul prismei (devierea se face cu apropiere de normala n-n), iar la ieșire, razele emergente sunt din nou deviate (devierea se face cu îndepărtare de normală). Dacă mediul aferent celor două fețe ale prismei este același (aer), raza incidentă și raza emergentă sunt paralele și între ele există o distanță, x. Conform legii refracției și a figurii rezultă:

$$\sin(i-r) = \frac{x}{IE}; \quad x = IE \sin(i-r) \quad [1.8]$$

Aproximând IE cu l (lățimea lamelei) și ținând cont că i, r, sunt unghiuri mici, rezultă:

$$x = l(i-r) \sin 1^{\text{cc}} = \frac{l(i-r)}{\rho^{\text{cc}}} \quad [1.9]$$

Conform legii refracției, pentru i și r considerate de valori mici, rezultă:

$$\frac{\sin i}{\sin r} = n; \quad \frac{i}{r} = n; \quad [1.10]$$

unde cu "n" s-a notat indicele de refracție al materialului din care este confecționată lamela.

Folosind proprietățile proporțiilor, se poate scrie succesiv:

$$\frac{i}{r} = \frac{n}{1}; \quad \frac{i}{i-r} = \frac{n}{n-1}; \quad i-r = i \frac{n-1}{n} \quad [1.11]$$

Înlocuind [1.11] în [1.8] rezultă:

$$x = i \frac{l(n-1)}{n\rho^{\text{cc}}} = ik \quad [1.12]$$

Relația [1.12] arată că, în cazul unghiurilor i și r mici, abaterea “ x ” a razei incidente față de raza emergentă este funcție numai de unghiul de incidență, “ i ”, factorul “ k ” fiind determinat pe baza unor valori constante.

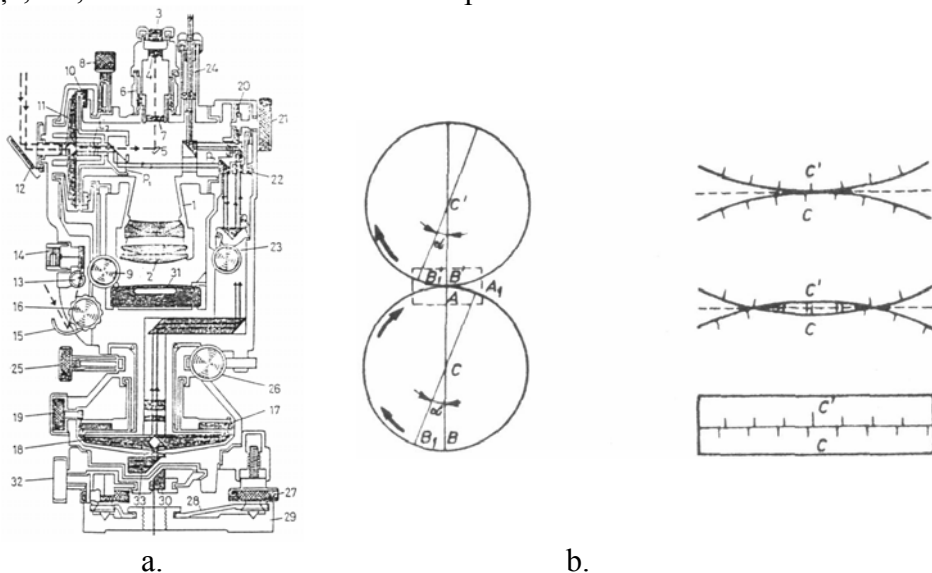


Figura 1.27. Wild T2: a – Schemă constructivă, b – imaginea cercurilor

1- lunetă, 2- obiectiv, 3- ocular, 4- reticul, 5- dispozitiv pentru iluminarea variabilă a reticulului, 6- manșon de focusare a imaginii, 7- lentilă de focusare, 8- șurub de blocare a lunetei, 9- mișcarea fină a lunetei, 10- cerc vertical, 11- prisma cercului vertical, 12- oglindă care introduce lumina la cercul vertical, 13- nivelă torică zenitală, 14- prismă pentru observarea nivelei, 15- dispozitiv pentru iluminarea nivelei, 16- șurub pentru bascularea nivelei, 17- cerc orizontal, 18- prisma cercului orizontal, 19- buton reiterator, 20- cerc secundar, 21- tamburul micrometrului optic, 22- lamele plane paralele, 23- inversor de imagini, 24- microscop de citire, 25- șurub pentru blocarea mișcării generale, 26- șurub de fină mișcare, 27- șurub de calare, 28- placă de presiune, 29- placă de bază, 30- dispozitiv de centrare optică, 31- nivelă torică, 32- dispozitiv ce permite centrarea forțată, 33- prisma pentru iluminarea cercului orizontal.

Teodolitele cu citirea prin coincidența imaginilor măsoară unghiuri cu precizii de $\pm 2''$. Cele mai răspândite tipuri constructive la noi sunt Theo 010 Zeiss și Wild T2, ultimul fiind prezentat în figura 1.27a. Dispozitivul de citire este încadrat în sistemul optic și se compune dintr-o lamelă cu fețe plane paralele (22) legată de un tambur exterior (21) și dintr-un micrometru optic. În câmpul microscopului de citire (24) sunt aduse pe rând, față în față și apoi redresate, imagini ale limbului sau eclimetrului din două regiuni diametral opuse, dând impresia existenței a două cercuri; schimbarea imaginii cercurilor se realizează prin acționarea prisme deviatoare 23 (figura 1.27.b). Zonele opuse ale aceluiași cerc se deplasează aparent în sensuri contrare, deși, în raport cu centrul cercului se deplasează în același sens. Deplasarea aparentă se datorează acționării tamburului cuplat cu lamela cu fețe plane paralele, care deviază aparent razele de lumină. Deplasării unghiulare aparente cu unghiul α îi corespunde o deplasare liniară dublă.

La Wild T2, citirea se face comutând manșonul prismei inversoare (23) în poziție orizontală sau verticală (după cum este necesar să se efectueze citiri la limb sau la eclimetru), iar apoi se acționează manșonul exterior al micrometrului (21) până când se realizează coincidența diviziunilor în fereastra mare F1 (figura 1.28a). În fereastra F1 se citește valoarea gradelor și a zecilor de minute. Gradele sunt date de cifra scrisă drept imediat în stânga indexului i_1 : **294^g**. Numărul zecilor de minute este dat în două moduri: fie de numărul diviziunilor dintre gradele citite și gradele diametral opuse (94), considerând că fiecare diviziune are 10° (1 diviziune $\times 10^\circ = 10^\circ$), fie de numărul diviziunilor cuprinse între numărul gradelor și reperul i_1 , considerând că fiecare diviziune are 20° și că reperul ocupă sau o poziție suprapusă cu a unei gradații sau una exact la jumătatea distanței dintre două gradații ($0,5$ diviziuni $\times 20^\circ = 10^\circ$). În fereastra mică F2, față de indexul i_1 , se citește: numărul de minute, dat de prima cifră a numărului din stânga indexului de pe tamburul gradat (7°), numărul zecilor de secunde, dat de a doua cifră (6 zeci secunde) și numărul de secunde (4^{cc}), ținând cont că o diviziune a tamburului reprezintă 2^{cc} . Rezultă o citire totală: **294^g 17^c 64^{cc}**.

În figura 1.28b se prezintă o citire la teodolitele de tip Theo 010 Zeiss, care se face în mod similar celei pentru Wild T2. Ținând cont că gradarea cercului este în sistem sexagesimal (o diviziune reprezintă $20'$), citirea totală este : **177^o 50' 22''**.

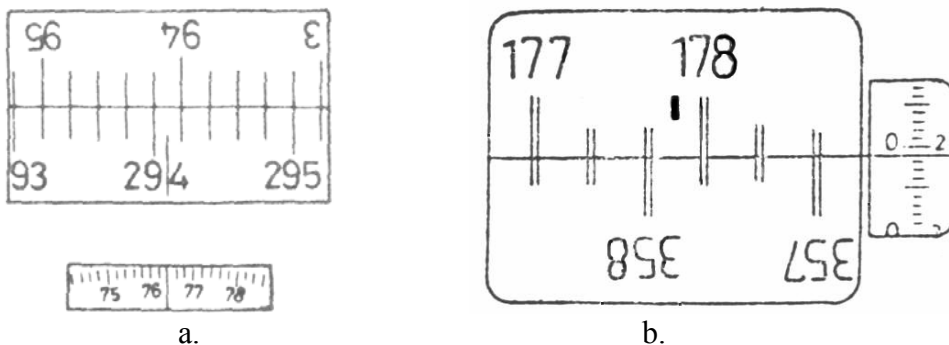


Figura 1.28: Citirea la a: Wild T2 (**294^g 17^c 64^{cc}**); b: Theo 010 Zeiss (**177^o 50' 22''**)

1.3.5. Instalarea în stație a teodolitelui sau tahimetrului

Teodolitele sau tahimetrele sunt gata pentru a servi la măsurarea unghiurilor atunci când axa principală, $V-V'$, este în poziție verticală și trece prin punctul matematic al stației, marcat la sol (figura 1.29). Aceasta se realizează prin operațiile de *centrare și calare*.

Pentru un instrument prevăzut cu nivelă sferică, torică și dispozitiv optic de centrare (cazul instrumentelor de fabricație recentă), instalarea în stație se realizează în următoarele etape:

- *centrare aproximativă cu firul cu plumb*: se instalează trepiedul astfel încât platforma lui să fie aproximativ orizontală și centrată pe verticala punctului de stație. Centrare se realizează prin urmărirea poziției firului cu plumb, care, lăsat liniștit, fără să oscileze, trebuie să fie cât mai aproape de punctul matematic de la sol. Dacă terenul este cu înclinare pronunțată, trepiedul se va așeza cu două picioare spre aval și unul spre amonte; lungimea picioarelor trebuie ajustată de așa manieră încât să permită lucrul la o înălțime comodă pentru operator. Se înfig picioarele trepiedului în pământ, apăsând pe urechile saboților, de-a lungul piciorului, și se prinde aparatul de platformă cu șurubul pompă, fără însă a-l strânge definitiv;

- *calarea aproximativă*: se realizează folosind șuruburile de calare ale ambazei (cu rolul de a realiza efectiv calarea) și nivela sferică a instrumentului (cu rolul de a vizualiza calarea). Se observă poziția bulei față de cercul reper al nivelei și se acționează în sens convenabil acel șurub de calare spre care este deplasată bula. Calarea aproximativă se consideră terminată când bula este adusă în interiorul cercului reper.

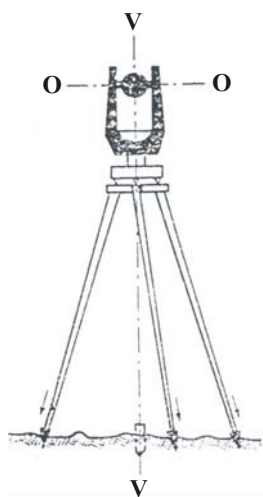


Figura 1.29. Instalarea în stație

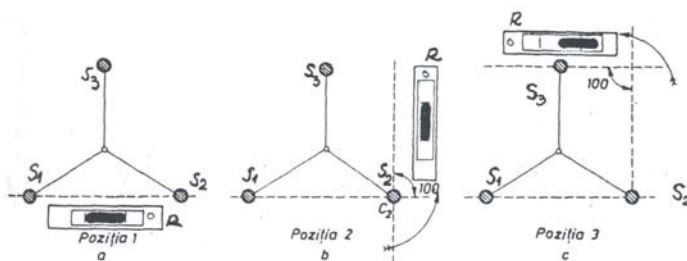


Figura 1.30. Etapele calării definitive

- *centrarea definitivă folosind dispozitivul de centrare optică*: se privește prin luneta dispozitivului optic de centrare. După ce punctul matematic de la sol și reperul reticulului sunt observate clar, se realizează suprapunerea celor două imagini prin translări ușoare ale aparatului pe platforma trepiedului. După terminarea operațiunii se fixează definitiv aparatul pe trepied prin strângerea șurubului pompă.

- *calarea definitivă cu nivela torică*: se rotește teodolitul în jurul axei V-V' până când nivela ajunge paralelă cu linia care unește două șuruburi de calare, S_1 și S_2 (figura 1.30a). Se acționează șuruburile S_1 și S_2 în sensuri contrare, cu cantități egale de mișcare, până când se aduce bula nivelei torice între repere. În acest fel, linia suportului nivelei devine orizontală pe direcția șuruburilor S_1 și S_2 . Se rotește din nou teodolitul cu un unghi drept în jurul axei principale până când nivela torică ajunge pe direcția celui de-al treilea șurub, S_3 (figura 1.30b). În acest fel se obține o direcție perpendiculară pe prima. Se acționează de șurubul S_3 până când bula revine între repere și deci suportul nivelei este orizontal și pe această direcție. Dacă într-un plan există două drepte neparalele care sunt orizontale, rezultă că planul este orizontal; rezultă că și suportul nivelei îndeplinește această condiție. Odată cu orizontalizarea acestui plan devine orizontal și planul cercului orizontal gradat. Urmează că instrumentul este gata să măsoare unghiuri orizontale (limbul este orizontal), cu vârful în punctul de stație (întrucât centrul limbului, prin care trece axa principală, este la verticala punctului de stație).

Odată cu realizarea calării instrumentului se poate verifica și dacă nivela torică este bine reglată sau dacă este necesară rectificarea poziției acesteia. Eventualele dereglări pot să apară în timpul transportului, datorită vibrațiilor, loviturilor sau uzurii.

Verificarea nivelei torice și eventual rectificarea se face periodic. Operația constă în a trece nivela într-o a treia poziție (figura 1.30c.) prin rotirea în jurul axei V-V' cu 200 gon față de prima poziție. Dacă bula rămâne între repere, înseamnă că nivela este bună și aparatul poate fi folosit. Dacă bula este deplasată față de reperii centrali cu o anumită cantitate, "d", ea se aduce între repere eliminând jumătate din deplasarea bulei din șurubul de rectificare R și cealaltă jumătate din șuruburile de calare cu care este paralelă nivela (S_1 și S_2). Verificarea se face rotind alidada într-o poziție oarecare, când bula trebuie să rămână între repere. Operațiunea de rectificare este sensibilă, trebuind să fie repetată de câteva ori.

Când nivela torică este verificată, se poate face și *verificarea nivelei sferice*. Pentru aceasta, se calează cu atenție teodolitul cu ajutorul nivelei torice. Dacă bula nivelei sferice rămâne în cercul reper, atunci nivela este bună. Dacă nu, se poate face *rectificarea nivelei*: se acționează șuruburile de calare pentru eliminarea unei jumătăți din deviație, iar restul se elimină din șuruburile de rectificare ale nivelei.

1.3.6. Efectul erorii de centrare în stație a teodolitului

Instalarea corectă a teodolitului în stație are o importanță deosebită. O centrare bună în stație asigură măsurarea corectă a unghiurilor orizontale, iar o bună calare asigură determinarea corectă a unghiurilor verticale. În cele ce

urmează, se analizează efectul erorii de centrare asupra măsurării unghiurilor orizontale.

Presupunând că în stația A se staționează excentric față de punctul matematic de la sol cu distanța “e”, va rezulta la distanța “d” o eroare unghiulară “ε”. Valoarea acesteia rezultă aplicând teorema sinusului în triunghiul AA’V (figura 1.31)

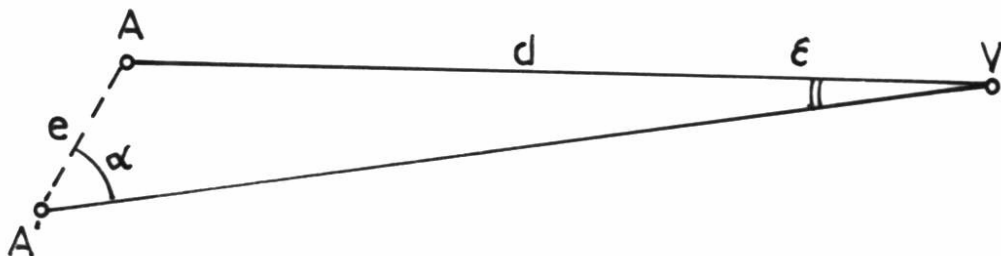


Figura 1.31 Efectul erorii de centrare asupra unghiului orizontal.

$$\frac{e}{\sin \varepsilon} = \frac{d}{\sin \alpha} ; \sin \varepsilon = \frac{e}{d} \sin \alpha \quad [1.13]$$

Întrucât valoarea excentricității este mică, rezultă că și eroarea ε este mică și, conform relației [1.5], rezultă:

$$\frac{\varepsilon}{\rho} = \frac{e}{d} \sin \alpha ; \varepsilon = \frac{e}{d} \rho \sin \alpha \quad [1.14]$$

Analizând relația [1.14] rezultă că mărimea erorii unghiulare este direct proporțională cu excentricitatea e și cu funcția sinus a unghiului α și invers proporțională cu distanța “d”. Se observă că valoarea este maximă când α este un unghi drept și nu depinde de α când acesta este 0 sau 200 gon. În ce privește distanța, se poate calcula că, pentru e = 1cm (valoare maximă, rareori atinsă în practică): la 30m rezultă ε = 2°13^{cc}, la d = 120 m rezultă ε = 53^{cc}, iar la d = 600 m rezultă ε = 11^{cc}. Reiese că, pentru vize scurte, sub 40m, efectul erorii de centrare joacă un rol important; centrarea trebuie făcută cu deosebită atenție, folosind firul optic de centrare.

1.3.7. Verificarea și rectificarea teodolitelor

Condițiile pe care trebuie să le îndeplinească teodolitul pentru a fi apt în măsurători sunt grupate în două categorii: de construcție și de reglaj. Instrumentele trebuie verificate periodic, întrucât neîndeplinirea acestor condiții poate provoca erori de măsurare.

Neîndeplinirea condițiilor de construcție conduce la apariția erorilor de construcție. Acestea sunt provocate de mici imperfecțiuni în construcția aparatului. La generațiile noi de instrumente, datorită realizărilor tehnice și tehnologice, condițiile de construcție sunt practic permanent îndeplinite. Operatorul topografic este dator să le cunoască și să semnaleze eventuala lor existență reprezentanței firmei producătoare.

Teodolitul trebuie să îndeplinească următoarele condiții de construcție:

a) axul vertical să fie perpendicular pe cercul orizontal, iar axul secundar să fie perpendicular pe cercul vertical.

b) axele instrumentului trebuie să fie riguros centrice cu cercurile gradate pe care sunt perpendiculare. Eventualele excentricități, oricât ar fi de mici, pot provoca erori importante; se poate demonstra că, dacă se determină valoarea unghiului în ambele poziții ale lunetei, media aritmetică a determinărilor nu este afectată de această eroare.

c) axa lunetei (axa de viză) trebuie să intersecteze axa principală. Și în acest caz, se poate demonstra că eroarea produsă la măsurarea unghiului orizontal de neîndeplinirea acestei condiții se poate elimina dacă unghiul se determină ca medie a măsurărilor efectuate în ambele poziții ale lunetei.

d) mărimea diviziunilor de pe cercurile gradate trebuie să fie riguros egală. Cu toate că, în prezent, divizarea se face cu atenție deosebită, pot exista erori provocate de inegalitatea gradațiilor. Aceste erori nu pot fi eliminate, dar pot fi reduse dacă se măsoară unghiul în mai multe regiuni ale cercului gradat. În lucrările curente, asemenea erori nu sunt luate în considerație.

Erorile de reglaj sunt provocate de uzura aparatului sau de dereglarea unor organe ale lui. Erorile date de aceste dereglări, inevitabile în decursul exploatării, se elimină de obicei din șuruburile de rectificare și este de datoria operatorului topograf să le identifice și să le îndepărteze. Se prezintă principalele erori din această categorie, maniera în care ele se constată și modul de rectificare.

a) Axa principală, VV' , să fie verticală. Orizontalizarea limbului prin operațiunea de calare presupune implicit și verticalizarea axului vertical. Dacă instrumentul este corect construit (axa verticală este perpendiculară pe limb), această condiție este realizată prin calare. Dereglarea nivelelor se poate rectifica, așa cum s-a prezentat anterior.

b) Axa de viză, LL' să fie perpendiculară pe axa orizontală HH' (eroarea de colimație pe orizontală). În cazul în care axa de viză nu este aceeași cu axa lunetei (intersecția firelor reticulare nu mai este un punct pe axa lunetei) și perpendicularitatea ($LL' \perp HH'$) nu mai este îndeplinită. Acest lucru se întâmplă practic atunci când planul reticul este descentrat. Eroarea se constată prin vizarea unui punct (reper) îndepărtat și bine vizibil. Se citește la limb, cu luneta în poziție aproximativ orizontală, în poziția I și a II-a a lunetei, rezultând respectiv citirile C_I și C_{II} . Dacă, repetând operația de citire a valorilor

de la limb, sistematic apar diferențe între cele două citiri, atunci condiția nu este îndeplinită. Rectificarea se face după ce, din citirile C_I și C_{II} , se calculează media aritmetică:

$$C_{med} = \frac{C_I + (C_{II} - 200)}{2}$$

Se aduce la limb, în poziția I a lunetei, cu ajutorul șurubului de fină mișcare în plan orizontal, citirea medie calculată anterior. Se suprapune apoi firul vertical reticular pe semnalul vizat, acționând șuruburile antagoniste S1 și S2 (v. figura 1.10). În această situație, intersecția firelor reticulare, care este un punct vizibil al axei de viză, este acum pe axa optică a lunetei; cum axa lunetei este din construcție perpendiculară pe axa secundară a aparatului, rezultă că este îndeplinită condiția cerută.

c) *Axa secundară, HH', să fie în poziție orizontală, implicit perpendiculară pe axa principală, VV' (eroare de colimație pe verticală).* Dacă situația nu este cea arătată, atunci când instrumentul este bine calat în stație rezultă că luneta nu mai execută în jurul axei secundare o rotație în plan vertical, ci într-unul oblic; rezultă că măsurarea unghiurilor orizontale este afectată. Depistarea acestei erori se face prin vizarea unui punct înalt, P, în poziția I și a II-a a lunetei și proiectarea vizei pe o riglă gradată așezată orizontal, perpendiculară pe direcția de viză. Dacă cele două citiri pe rigla gradată coincid, atunci planul în care basculează luneta este vertical și deci axa secundară este orizontală. Dacă citirile P1 și P2 (corespunzătoare respectiv citirilor în poziția I și a II-a a lunetei) sunt diferite, condiția enunțată nu este îndeplinită și instrumentul trebuie rectificat. Rectificarea erorii se face ținând cont că distanța P1-P2 este efectul dublului erorii de orizontalitate a axului orizontal. Pe furcile alidadei, dacă este îndepărtată carcasa exterioră, există șuruburi de reglaj. Dacă acestea sunt acționate, efectul este acela al ridicării sau al coborârii capătului respectiv al axului secundar. Acționarea se face până ce proiecțiile P1 și P2 ale vizei pe rigla gradată coincid (figura 1.32).

d) *Firele reticulare trebuie să fie corect aranjate.* Când aparatul este corect calat, firul reticular principal trebuie să fie perfect vertical și implicit cel nivelor să fie perfect orizontal, întrucât firele sunt gravate pe planul reticul reciproc perpendicularare. Depistarea îndeplinirii condiției este suficient să fie făcută pentru unul din fire, atunci când aparatul este corect calat. Referitor la firul vertical, acesta trebuie să se suprapună perfect, pe toată lungimea lui, de-a lungul unui fir cu plumb privit prin lunetă. Pentru verificarea firului orizontal, se blochează luneta astfel încât firul nivelor să fie tangent la un detaliu ascuțit aflat în câmpul de viză. Se rotește cu mișcarea fină orizontală și se observă dacă firul rămâne tangent la acel detaliu pe toată lungimea lui (figura 1.33a). Rectificarea erorii se face în cazul în care firul vertical nu se suprapune perfect

peste imaginea firului cu plumb sau când firul nivelor nu rămâne tangent pe toată lungimea lui la detaliul vizat (figura 1.33b). Efectiv, eroarea este datorată rotirii planului reticul. Prin acționarea convenabilă a șuruburilor antagoniste, se rotește planul până când una din cele două situații descrise mai sus este îndeplinită.

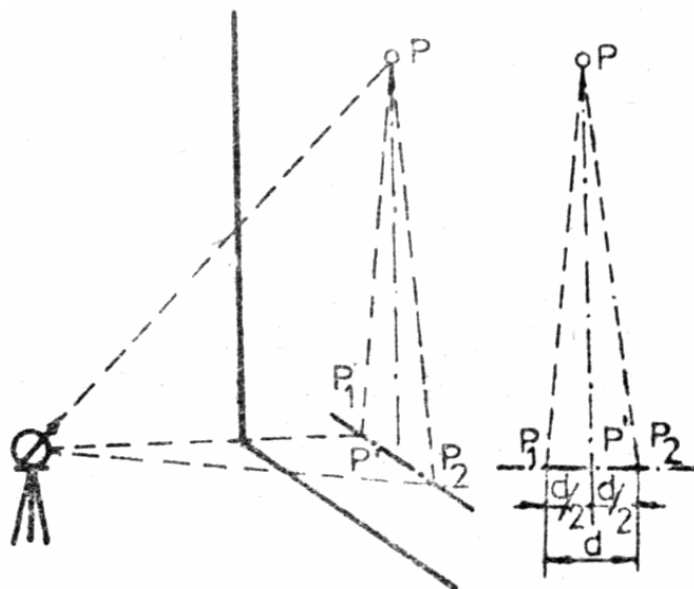


Figura 1.32. Verificarea orizontalității axei orizontale

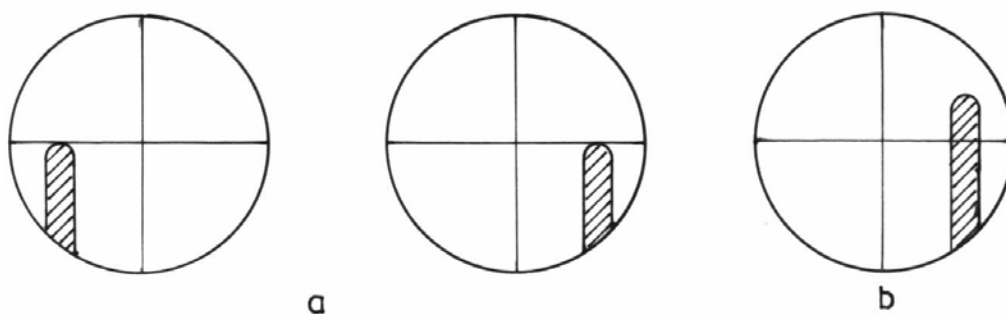


Figura 1.33. Verificarea corectitudinii aranjării firului nivelor

1.4. Măsurarea unghiurilor cu teodolitul sau tahimetrul

Pentru corecta măsurare a unghiurilor trebuie cunoscut bine instrumentul și metodele de măsurare. Cunoașterea instrumentului se referă la modul în care trebuie instalat în stație, la mișcările și blocările lui și la depistarea și eventual rectificarea erorilor de reglaj care pot să apară. Metodele

de măsurare se diferențiază după cum este vorba despre măsurarea unghiurilor orizontale sau verticale, odată sau de mai multe ori. O corectă măsurare a unghiurilor presupune de asemenea cunoașterea modului în care sunt vizate și punctate semnalele topografice, precum și introducerea la limb a unei gradații spre o direcție dată.

Măsurarea *unghiurilor orizontale* are ca scop determinarea mărimii unui unghi cu vârful în punctul de stație (unghi la centru cu vârful în centrul limbului), ale cărui laturi trec prin punctele vizate. Măsurarea *unghiurilor în plan vertical* este necesară pentru determinarea diferențelor de nivel între punctul de stație și punctele vizate.

Prin instalarea corectă a aparatului în stație se asigură aducerea limbului în poziție orizontală (prin calare) și cu centrul pe verticala punctului matematic de la sol (prin centrare). Prin corecta vizare se asigură ducerea axei de viză pe direcția semnalului.

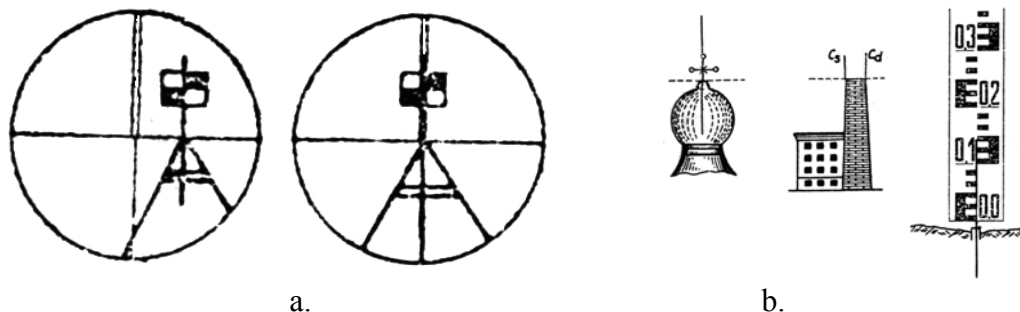


Figura 1.34. Vizarea unor semnale folosite în topografie

Pentru vizarea și punctarea unui semnal se parcurg etapele (fig. 1.34 a):

- se îndreaptă luneta spre un fond deschis și se clarează imaginea firelor reticulare prin rotirea manșonului ocularului. Odată văzute clar, operațiunea se va mai repeta doar când cu instrumentul lucrează un alt operator;

- se îndreaptă luneta spre semnal, folosind colimatorul. Când reperul colimatorului se suprapune peste imaginea semnalului, se blochează mișcarea în plan vertical și orizontal („prinderea semnalului”);

- se face imaginea semnalului clară în câmpul lunetei prin acționarea lentilei de focusare; folosind mișcările fine ale instrumentului se aduce firul reticular vertical (care dă direcția de vizare) peste popul semnalului („punctarea semnalului”).

Se prezintă modul în care se vizează și alte tipuri de semnale reprezentative:

- dacă direcția de viză este semnalizată de o turlă de biserică (figura 1.34 b), pentru citirea la limb se așează firul vertical pe mijlocul crucii, iar pentru citirea la eclimetru se așează firul nivelor la baza crucii;

- dacă direcția este dată de axul vertical al unui coș de fum (figura 1.34 b), se așează pe rând firul vertical tangent în stânga și în dreapta, se fac citirile și se determină citirea medie, c_m :

$$c_m = \left(\frac{c_s + c_d}{2} \right) \quad [1.15]$$

- dacă punctul vizat este semnalizat printr-o stadie ținută vertical, pentru vizarea corectă a direcției se așează firul vertical la baza stadii, pe linia ei mediană (figura 1.34 b); pentru citirea unghiului vertical se proiectează firul nivelor la o gradație egală cu înălțimea aparatului.

Metodele de măsurare a unghiurilor orizontale cer adesea ca, pe o anumită direcție, să se *introducă gradații de o valoare dată* (inclusiv zero). Operația este posibilă numai la aparatele moderne de tip repetitor sau reiterator, folosind mișcarea generală și mișcarea înregistratoare. Fiecărui tip de instrument îi este specific modul practic de introducere a gradației zero.

1.4.1. Măsurarea unghiurilor orizontale

a. Măsurarea unui unghi orizontal izolat Un unghi orizontal poate fi măsurat o singură dată sau de mai multe ori.

Pentru măsurarea *o singură dată* se folosește metoda diferenței citirilor sau varianta cu zero în coincidență.

Prin metoda diferenței citirilor valoarea unghiului orizontal $ASB = \alpha$ se determină în următoarele etape (figura 1.35 și tabelul 1.1.):

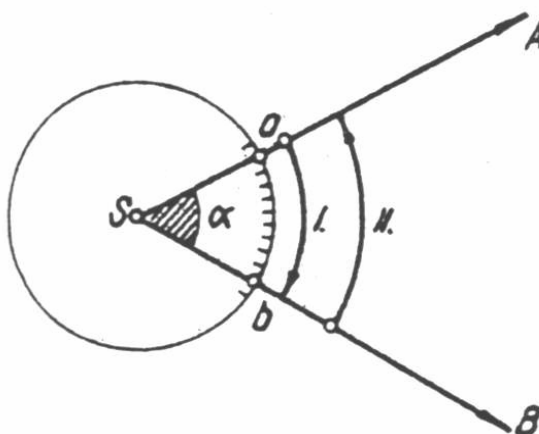


Figura 1.35. Măsurarea unui unghi orizontal izolat.

- se instalează aparatul în stația S,
- se vizează punctul A cu luneta în poziția I și se notează citirea la limb ($c_A^I = 120.66.60$);

- cu mișcarea înregistratoare se vizează în sens orar spre B ($c_B^I = 195.14.40$);

- se parcurge unghiul cu luneta în poziția a II-a. Se vizează spre punctul B și se notează citirea ($c_B^{II} = 395.14.30$), care trebuie să fie diferită de citirea spre B în poziția I cu aproximativ 200 gon;

- se rotește luneta în sens antiorar, și se citește spre A în poziția a II-a ($c_A^{II} = 320.66.60$).

Pentru a obține valoarea unghiului α (tabelul 1.1.) se face mai întâi media valorilor citite în cele două poziții ale lunetei (considerând gradele din poziția I) și apoi diferența citirilor medii, ținând cont că gradațiile limbului cresc în sens orar.

$$c_A^m = \frac{c_A^I + (c_A^{II} - 200)}{2}; c_B^m = \frac{c_B^I + (c_B^{II} - 200)}{2}; \alpha = c_B^m - c_A^m \quad [1.16]$$

Tabelul 1.1. Carnet de teren și calculul unghiului α

Stație	Viză	Citiri la limb		Media citirilor	Formule, rezultate
		Poziția I	Poziția II		
S	A	120.66.60	320.66.60	120.66.60	$\alpha = c_B^m - c_A^m$ $\alpha = 74.49.75$
	B	195.14.40	395.14.30	195.16.35	

În cazul măsurării cu zero în coincidență, unghiul rezultă printr-un procedeu asemănător cu cel descris anterior, cu deosebirea că, spre punctul A, în poziția I, se introduce gradația zero. Determinarea unghiului α prin această metodă se arată în tabelul 1.2.

Tabelul 1.2. Carnet de teren și calculul unghiului α

Stație	Viză	Citiri la limb		Media citirilor	Formule, rezultate
		Poziția I	Poziția II		
S	A	0.00.00	199.99.90	- 0.00.05	$\alpha = c_B^m - c_A^m$ $\alpha = 56.60.10$
	B	56.60.10	256.60.00	56.60.05	

Pentru măsurarea *de mai multe ori* se poate folosi, de exemplu, metoda repetiției. Unghiul izolat α (figura 1.35) se măsoară folosind mișcarea înregistratoare și cea generală. Cu luneta în poziția I și mișcarea înregistratoare se vizează și se notează citirea spre A (c_A), apoi spre B (c_B). Cu mișcarea generală, păstrând la limb (c_B), se vizează din nou spre A, se eliberează mișcarea înregistratoare și se citește spre B (c_B)₂, după care operația se repetă de un număr de ori (tabelul 1.3.), la a „n”-a citire obținând valoarea (c_B)_n. Se face observația că valorile care depășesc un cerc (400 gon) sunt determinate în continuare. Valoarea unghiului rezultă cu relația:

$$\alpha = \frac{(c_B)_n - (c_A)}{n} \quad [1.17]$$

Tabelul 1.3. Calculul unghiului orizontal prin metoda repetiției

Stația	Viză	Citire la limb	Formule, rezultate
S	A	317.74.50	$\alpha = [(c_B)_5 - c_A]/5$ $\alpha = (483.97.60 - 317.74.50)/5 =$ $= 33.24.62$
	B ₁	350.99.20	
	B ₂	384.23.80	
	B ₃	(4)17.48.40	
	B ₄	(4)50.72.90	
	B ₅	(4)83.97.60	



Figura 1.36. Măsurarea unghiurilor adiacente

b. Măsurarea unghiurilor adiacente Deseori apare necesară măsurarea unghiurilor din jurul unui punct. Acestea se pot măsura, după cum este cazul, o singură dată (prin metoda turului de orizont) sau de mai multe ori (prin metoda seriilor).

Metoda turului de orizont Se consideră cazul din figura 1.36, unde se cere măsurarea o singură dată a unghiurilor din jurul punctului P. Metoda constă în următoarele etape:

- se instalează aparatul în punctul P,
 - se alege ca viză de referință a turului de orizont un punct bine luminat (se recomandă ca soarele să fie în spatele operatorului), îndepărtat și clar, proiectat pe fond deschis (de exemplu Biserica Ortodoxă Deleni),
 - se aduce luneta în poziția I, se vizează și se punctează semnalul, notând citirea (178.34.40) în carnet (tabelul 1.4, coloana 2),
 - se rotește aparatul în sens orar, se vizează și se punctează semnalele următoare, în succesiunea lor dată de sensul orar de parcurgere, înscriind de fiecare dată citirea,
 - se vizează din nou punctul ales ca referință, pentru controlul măsurării.
- Pentru ca măsurătoarea să fie corectă, trebuie ca eroarea e_{α} , dată de diferența între citirea de control (de închidere) și citirea inițială, să nu depășească o anumită toleranță, dată de relația:

$$T = \pm m_0 \sqrt{n} \quad [1.18]$$

unde m_0 reprezintă precizia de măsurare a instrumentului și „n” este numărul de vize din turul de orizont. Pentru cazul ales ($m_0 = \pm 20^{\text{cc}}$), rezultă $T = \pm 53^{\text{cc}}$,

- se trece luneta în poziția a II-a, se vizează și se punctează spre punctul ales ca referință. Se repetă operația succesiv pentru toate vizele, dar parcurgând turul de orizont în sens invers orar (datele se înscriu în carnet de jos în sustabelul 1.4., coloana 3). Ca verificare, se va urmări dacă citirile făcute, față de cele din poziția I, diferă cu circa 200 gon. Turul de orizont se termină prin vizarea punctului inițial, când se verifică dacă neînchiderea este tolerabilă,

- se calculează mediile citirilor, luând gradele de la poziția I (coloana 4),
- se calculează eroarea turului de orizont, comparând valorile citite spre viza de referință făcute inițial și la închiderea turului ($e_{\alpha} = -20^{\text{cc}} < T = \pm 53^{\text{cc}}$,

- se determină corecția totală și cea unitară (care revine fiecărui unghi): $c_{\alpha} = -e_{\alpha} = +20^{\text{cc}}$, $c_{u\alpha} = -e_{\alpha}/n = 20^{\text{cc}}/7 \cong 3^{\text{cc}}$;

- se compensează turul de orizont adică se egalează citirea medie de plecare din poziția I cu cea de închidere. Repartizarea corecțiilor se face proporțional cu numărul de ordine al vizei (coloana 5),

- se calculează valorile compensate, însumând corecția care revine fiecărei vize cu citirea medie pentru viza respectivă. Ca verificare, trebuie să se obțină aceeași valoare pentru începerea și închiderea turului de orizont (coloana 6),

- se determină valoarea unghiului orizontal cuprins între două vize prin diferența citirilor medii compensate. Se verifică dacă suma unghiurilor este egală cu 400 gon (coloana 7).

Tabelul 1.4. Carnet de teren și compensarea turului de orizont

Viza	Citiri la limb		Citire medie	Corecție (°)	Valoarea compensată	Unghi orizontal
	Poziția I	Poziția II				
1	2	3	4	5	6	7
Bis. Ortod. Deleni	178.34.40	378.34.30	178.34.35	00	178.34.35	45.25.93
Măgura Deleni	223.60.20	23.60.30	223.60.25	03	223.60.28	43.59.93
Bis. Delenii Noi	267.20.00	67.20.30	267.20.15	06	267.20.21	35.73.33
Semnal R 24	302.93.40	102.93.50	302.93.45	09	302.93.54	35.15.62
Dealul Popii	338.09.00	138.09.10	338.09.05	11	38.09.16	84.48.68
Castel apă IAS	22.57.60	222.57.80	22.57.70	14	22.57.84	102.96.18
Bis. Catolică Del.	125.53.70	325.54.00	125.53.85	17	125.54.02	52.80.33
Bis. Ort. Deleni	178.34.10	378.34.20	178.34.15	20	178.34.35	-
Verificare	-	-	-	-	-	400.00.00

$e_{\alpha} = 178.34.15 - 178.34.35 = -20^{\text{cc}}$; $c_{\alpha} = +20^{\text{cc}}$; $m_0 = \pm 20^{\text{cc}}$; $T_{\alpha} = \pm 20\sqrt{7} = \pm 53^{\text{cc}}$; $e_{\alpha} < T_{\alpha}$;
 $c_{u\alpha} \cong 3^{\text{cc}}$, $c_{i,\alpha} = i c_{u\alpha}$

Racordarea grupelor de observații

Numărul maxim de vize admise într-un tur de orizont este de 10-12. Dacă turul de orizont cuprinde mai multe vize, ele se împart în două grupe, astfel ca 3-4 dintre ele să fie comune. În acest fel se asigură o bună legătură între unghiurile celor două grupe. Un exemplu de racordare a vizelor se prezintă în tabelul 1.5. Cele două grupe se măsoară separat și se calculează fiecare ca și un tur de orizont, după modelul arătat anterior, iar racordarea se face după relațiile din tabel. După obținerea vizelor racordate, unghiurile rezultă din diferența citirilor, verificându-se dacă suma lor este egală cu 400 gon.

Tabelul 1.5. Racordarea a două grupe de observații

Viza	Citiri medii compensate		Diferența (g _i - g _j)	Vize racordate	Formula de racordare
	g _i (grupa I)	g _j (grupa II)			
1	2	3	4	5	6
1	174.15.35	316.52.42	257.62.93	174.15.35	(g _i - g _j + M - 400)/2
2	192.88.42	-	-	192.88.42	g _j
3	-	348.56.17	-	206.19.10	g _j + M - 400
4	278.52.66	-	-	278.52.66	g _i
5	-	41.51.94	-	299.14.87	g _j + M
6	-	46.12.97	-	303.75.90	g _i + M
7	349.17.40	91.54.49	257.62.91	349.17.41	(g _i + g _i + M)/2
8	386.26.72	-	-	386.26.72	g _i
9	2.09.54	144.46.60	257.62.94	2.09.53	(g _i + g _j + M - 400)/2
10	-	206.81.49	-	64.44.42	g _j + M - 400
11	102.36.82	-	-	102.36.82	g _i
12	134.75.03	277.12.13	257.62.90	134.75.05	(g _i + g _j + M - 400)
13	-	287.19.22	-	144.82.15	(g _i + M - 400)

$$M = \frac{\sum (g_i - g_j)}{n} = 257.62 \cdot \frac{93 + 91 + 94 + 90}{4} = 257.62.92$$

Metoda seriilor (a reiterațiilor) este de fapt metoda turului de orizont aplicată de mai multe ori aceluiași direcții, de fiecare dată cu altă origine la limb.

Stabilirea intervalului de pe limb între originile alese pentru măsurare se calculează cu relația: $i = 400^g / 2n$, unde „n” reprezintă numărul reiterațiilor. Relația de mai sus este valabilă pentru instrumentele cu citirea prin coincidența imaginilor (Wild T2, Theo 010). Pentru instrumente cu alte sisteme de citire, mărimea intervalului se determină cu relația: $i = 400^g / n$.

Operațiile din teren și calculele sunt la fel cu cele descrise anterior: fiecare reiterație se tratează ca un tur de orizont. Media corectată se reduce la zero prin scăderea din toate vizele a valorii citirii medii de origine. Unghiurile pentru fiecare tur de orizont se obțin prin diferența citirilor pentru două vize consecutive, iar valorile finale reprezintă media unghiurilor din fiecare tur de orizont.

În tabelul 1.6 se prezintă o serie formată din două tururi de orizont ($n = 2$), pentru care s-a folosit un instrument Sokkisha SDF3R (precizia = $\pm 20^{cc}$). Pentru acest tip, $i = 400^g / 2 = 200^g$.

Tabelul 1.6 Carnet de teren și compensare prin metoda seriei

Rei-ter.	Punct vizat	Citiri la limb		Cit. medie	Cor. (cc)	Citire corect.	Cit. red. la zero	Val. unghi	Medie unghi
		Poz. I	Poz. II						
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
I	B.Ort.Del	178.34.40	378.34.30	178.34.35	00	178.34.35	0.00.00	45.25.93	
	MgDeleni	223.60.20	23.60.30	223.60.25	03	223.60.28	45.25.93	43.59.93	
	BDel.Noi	267.20.00	67.20.30	267.20.15	06	267.20.21	88.85.86	35.73.33	
	R 24	302.93.40	102.93.50	302.93.45	09	302.93.54	124.59.19	35.15.62	
	D-I Popii	338.09.00	138.09.10	338.09.05	11	38.09.16	159.74.81	84.48.68	
	Cast.IAS	22.57.60	222.57.80	22.57.70	14	22.57.84	244.23.49	102.96.18	
	BCat Del.	125.53.70	325.54.00	125.53.85	17	125.54.02	347.19.67	52.80.33	
	B.Ort.Del	178.34.10	378.34.20	178.34.15	20	178.34.35	(40)0.00.00	($\Sigma=400^g$)	
II	B Ort.Del	378.74.70	378.34.60	378.34.65	0	378.34.65	0.00.00	45.25.91	45.25.92
	MgDeleni	23.60.60	223.60.55	23.60.58	-2	23.60.56	45.25.91	43.59.90	43.59.91
	BDel.Noi	67.20.50	267.20.50	67.20.50	-4	67.20.46	88.85.81	35.73.36	35.73.35
	R 24	102.93.50	302.93.85	102.93.88	-6	102.93.82	124.59.17	35.15.60	35.15.61
	D-I Popii	138.09.50	338.09.50	138.09.50	-8	138.09.42	159.74.77	84.48.70	84.48.69
	Cast.IAS	222.58.20	22.58.25	222.58.22	-10	222.58.12	244.23.47	102.96.19	102.96.18
	BCat Del.	325.54.45	125.54.40	325.54.43	-12	325.54.31	347.19.66	52.80.34	52.80.34
	B.Ort.Del	378.34.80	178.34.80	378.34.80	-15	378.34.65	0.00.00	($\Sigma=400^g$)	($\Sigma=400^g$)
$e_{\alpha 1} = - 20^{cc}$, $c_{\alpha} = + 20^{cc}$; $e_{\alpha 2} = + 15^{cc}$; $c_{\alpha 2} = -15^{cc}$; $T_{\alpha} = \pm 53^{cc}$									
Obs.: Aparat Sokkisha SDM3F, ($m_0 = \pm 20^{cc}$), I= 1,67m, timp senin, cald, vizibilitate foarte bună									

1.4.2 Măsurarea unghiurilor verticale

Unghiurile verticale se pot măsura cu teodolite sau tahimetre și rezultă dintr-o singură viză, întrucât cealaltă este automat realizată de aparat. Există situații în care, funcție de precizia cerută, unghiurile în plan vertical se pot măsura și în alte moduri, rapid și folosind instrumente mai simple.

a. Măsurarea cu ajutorul teodolitelor sau tahimetrelor După modul de gradare al eclimetrului, se pot măsura unghiuri zenitale, z , sau unghiuri de înclinare, φ , folosind firul nivelor al planului reticul. Măsurarea unghiurilor verticale se face în poziția I și a II-a a lunetei.

În cazul măsurării la distanțe mici, folosind o stadie verticală, etapele sunt (figura 1.37):

- se instalează aparatul în stația „i” și se măsoară înălțimea I până la axa secundară (de ex. $I = 1,60\text{m}$);
- cu luneta în poziția I se vizează punctul „j”, unde este instalată o stadie verticală, ducând firul nivelor pe gradația stadii egală cu I . În acest caz, linia de viză devine paralelă cu linia terenului,
- se repetă operația cu luneta în poziția a II-a și se verifică dacă suma valorilor din cele două poziții este aproximativ 400 gon .

În cazul distanțelor mari, se vizează semnale specifice, ducând firul nivelor la înălțimi bine precizate, așa cum s-a prezentat în figura 1.34: la partea superioară a fluturului - în cazul piramidelor, la partea superioară a bulbului în care este încastrată crucea - în cazul turlelor de biserică, sau la partea superioară a coșurilor înalte, când acestea reprezintă semnale.

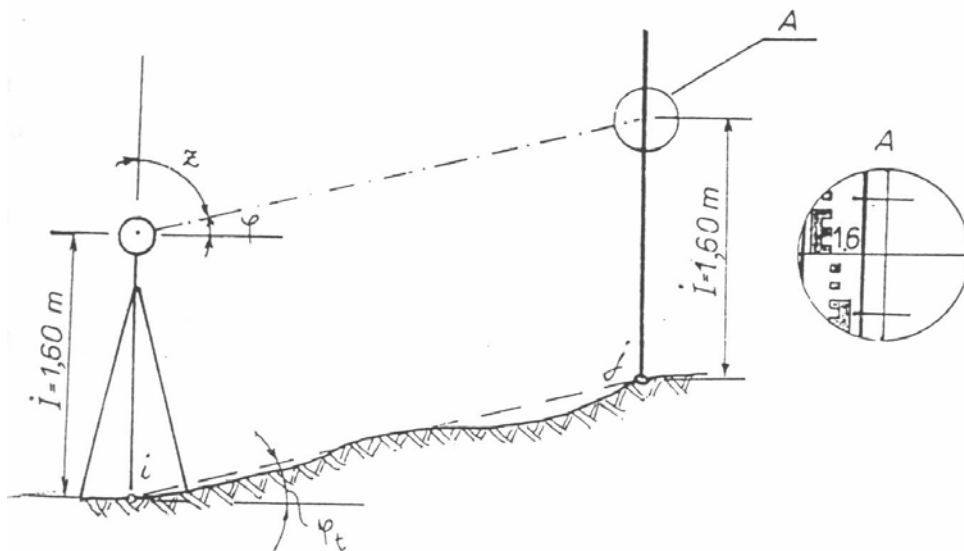


Figura 1.37. Măsurarea unghiului vertical la distanțe mici

În legătură cu măsurarea unghiurilor verticale se fac următoarele observații:

- prin efectuarea mediei citirilor din cele două poziții ale lunetei, se elimină integral erorile instrumentale și se micșorează erorile accidentale,
- în cazuri speciale, când se cere o precizie mare de determinare a valorii, unghiul se poate determina făcând citiri atât la firul nivelor (fn), cât și la cele două fire stadimetrice (firul stadimetric superior, fss și firul stadimetric inferior, fsi). Mărimea unghiului rezultă ca medie ponderată a citirilor:

$$v = \frac{C_{fsi} + C_{fss} + 2C_{fn}}{4} \quad [1.19]$$

b Măsurarea expeditivă a înclinării terenului Uneori, pentru măsurarea înclinării terenului, se apelează la măsurători mai puțin riguroase, dar comode și rapide, care răspund cerințelor de precizie. Instrumentele folosite sunt simple și ușor de utilizat, realizând de fapt suspendarea unui cerc vertical gradat, care joacă rolul eclimetrului.

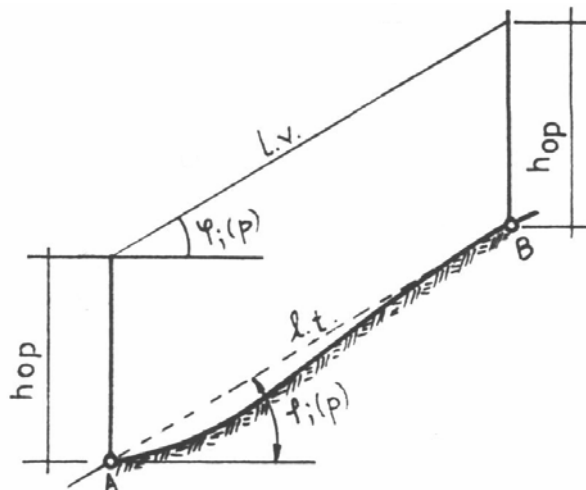


Figura 1.38. Măsurarea expeditivă a înclinării terenului

Pentru determinarea înclinării terenului între două puncte A și B (figura 1.38), operatorul aflat în A privește prin colimator spre B, la o înălțime egală cu cea proprie, apreciată cu ajutorul unui alt operator, pe un jalon, stâlp, arbore. Se asigură astfel paralelismul între linia de viză și linia terenului. Precizia de determinare depinde în primul rând de realizarea acestui paralelism.

Clinometrele (figura 1.39) sunt de dimensiuni reduse, de ordinul a 10 cm, și au greutatea de circa 100 grame. Modelul din figură are un tambur gradat ce se poate roti în jurul axului. Vizarea și lectura pe scala gradată se fac simultan, după ce se dă posibilitatea tamburului să se rotească liber, sub

acțiunea forței gravitaționale. Pe tambur sunt înscrise două scale: una care oferă înclinarea în grade și alta în procente, cu precizia de $\pm 1\%$.

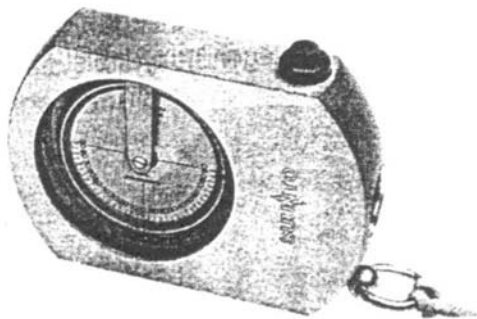


Figura 1.39. Clinometru

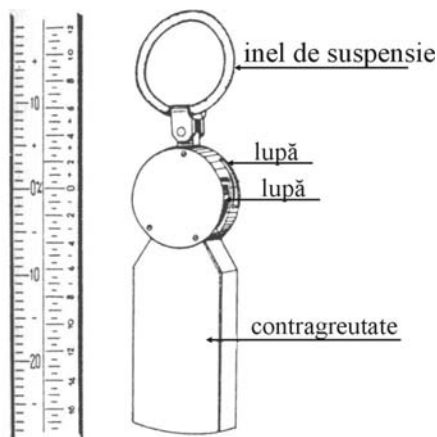


Figura 1.40. Clisimetru

Clisimetrele sunt constituite dintr-o greutate, prinsă de cercul gradat (asigurând o poziție corectă și stabilă reperului 0), un colimator și un inel de suspensie. La clisimetrul Meridian (figura 1.40), există două fante prin care se vede câte o scală, pentru înclinarea terenului în procente, respectiv în grade. În timpul lucrului, clisimetrul se ține suspendat de inel.

Eclimetrele de mână sunt construite după același principiu. Cele mai moderne asigură precizii de lectură de $\pm 0,2^\circ$. Pot fi gradate centezimal, sexagesimal sau în procente.

1.4.3. Precizia măsurării unghiurilor

Operațiunea de măsurare a unghiului orizontal este afectată de o serie de erori, cu efect asupra valorii obținute. Cauzele erorilor sunt diverse: instrumentale, de operator, de mediu. Erorile datorate micilor imperfecțiuni ale instrumentului se pot îndepărta prin rectificare și prin lucrul în ambele poziții ale lunetei. Efectul cel mai important asupra valorilor rezultate din măsurători îl au: eroarea de divizare a cercurilor (m_d), de centrare în stație (m_{cs}), de vizare (m_v), de citire a gradațiilor (m_c) și de instalare a semnalului (m_s). Eroarea totală, m_α , este dată de relația:

$$m_\alpha = \pm \sqrt{(m_d)^2 + (m_{cs})^2 + (m_v)^2 + (m_c)^2 + (m_s)^2} \quad [1.20]$$

Întrucât unghiul orizontal rezultă din două vize, eroarea se propagă după relația:

$$m_u = \pm m_\alpha \sqrt{2} = \pm \sqrt{2 \left[(m_d)^2 + (m_{cs})^2 + (m_v)^2 + (m_c)^2 + (m_s)^2 \right]} \quad [1.21]$$

Pentru unghiul măsurat în poziția I și a II-a a lunetei, eroarea se reduce, după relația:

$$m_{u,2} = \frac{m_u}{\sqrt{2}} \quad [1.22]$$

Eroarea de divizare a cercurilor se reduce dacă unghiul se măsoară în ambele poziții ale lunetei și dacă pentru măsurare se aleg zone diferite pe limb. Efectul erorii de centrare în stație a fost studiat anterior [1.3.6]; acesta scade odată cu creșterea distanței la punctul vizat și dacă se folosește dispozitivul optic de centrare. Eroarea de vizare depinde de puterea de mărire a lunetei și de distanța până la punctul vizat: ea scade pe măsură ce punctul este mai îndepărtat. Eroarea de citire a gradațiilor depinde în mare măsură de experiența operatorului și este legată direct de tipul sistemului de citire.

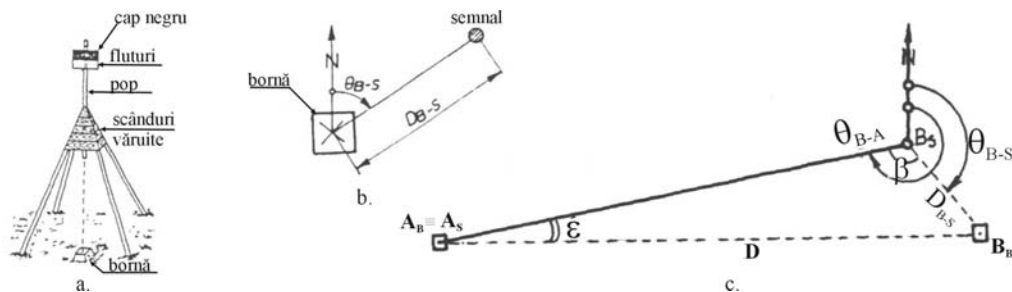


Figura 1.41 Eroarea de instalare a semnalului față de bornă

Privitor la eroarea m_s , aceasta se referă la faptul că proiecția la sol a populii semnalului topografic (la care se vizează) poate fi diferită de poziția punctului matematic al bornei (care reprezintă direcția corectă). Dacă este cunoscută orientarea direcției bornă – semnal, θ_{B-S} și distanța dintre bornă și semnal, D_{B-S} , valoarea acestei erori se poate determina și efectul ei asupra mărimii unghiului orizontal se poate elimina. Un exemplu de caz este prezentat în figura 1.41, unde proiecția semnalului nu este pe bornă. Dacă acest semnal se vizează din A (unde se presupune că proiecția semnalului este centrică cu borna, figura 1.41a), cu elementele geometrice evidențiate (figura 1.41b) se poate determina mărimea erorii (figura 1.41c). Valoarea corecției de adus vizei din A spre B rezultă din relația:

$$\frac{\sin \varepsilon}{D_{B-S}} = \frac{\sin \beta}{D}; \quad \varepsilon^{cc} = \frac{D_{B-S}}{D} \cdot \rho^{cc} \sin \beta \quad , \quad [1.23]$$

unde D_{B-S} reprezintă distanța dintre borna din B și proiecția semnalului, măsurată în teren cu o ruletă, D este distanța între punctele A și B, β rezultă din diferența de orientări (determinate cu o busolă de buzunar sau un declinator), ρ^{cc} este factorul de omogenizare a relații ($\rho^{cc} = 636620^{cc}$). Dacă: $D_{B-S} = 0,12$ m, $\beta = 122^{\circ}31'$, $D = 9670$ m, rezultă:

$$\varepsilon^{cc} = \frac{0,15}{9670} \cdot 636620 \cdot \sin 122,31 \cong 9^{cc} .$$

Așadar, pentru a trece viza de pe semnalul pe borna din B, citirea spre B trebuie modificată cu + 9 secunde.

1.5. Goniometre magnetice (busole topografice)

1.5.1. Noțiuni despre magnetismul terestru

Experiența a arătat că, în ansamblul său, Pământul se comportă ca un magnet uriaș cu doi poli, N și S. Direcția liniilor de câmp magnetic este dată de meridianele magnetice care unesc polii. Busolele sunt instrumente care conțin un ac sensibil magnetic și capabil să se orienteze în lungul liniilor de câmp. Datorită convergenței meridianelor magnetice spre poli, se poate considera că âacul magnetic rămâne paralel cu el însuși numai pe zone relativ restrânse de teren (sub 2 – 3 km); în aceste condiții folosirea busolei este posibilă.

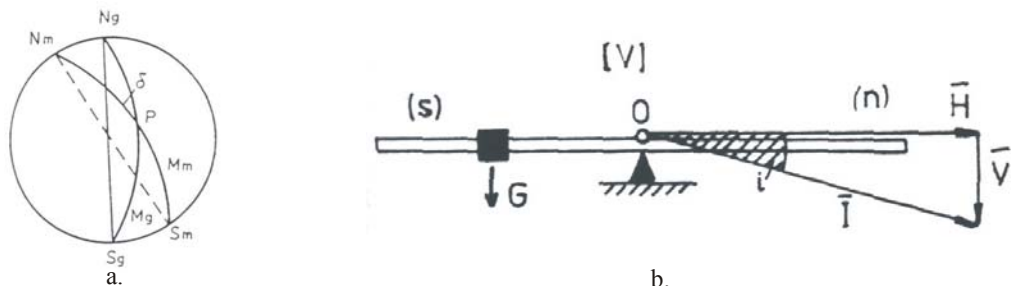


Figura 1.42. Elemente ale câmpului magnetic: a- în plan orizontal, b- în plan vertical

Printr-un punct P de pe suprafața pământului trece (figura 1.42.a):
 - meridianul geografic (Mg), determinat de planul care trece prin cei doi poli geografici și punctul considerat,

- meridianul magnetic (Mm), determinat de planul care trece prin axul acului magnetic instalat în punctul P și cei doi poli magnetici. Cu notațiile din figură se definește declinația magnetică, δ , care este unghiul orizontal format în P de meridianul geografic și cel magnetic.

Asupra acului magnetic suspendat (figura 1.42b), în plan vertical acționează vectorul intensitate al câmpului magnetic, I , cu cele două componente: H , orizontală (dirijează acul pe direcția meridianului magnetic) și V , verticală, care tinde să încline acul magnetic cu un unghi „ i ” față de orizontala locului. Unghiul „ i ” se numește unghi de înclinație magnetică. Atât unghiul de declinație cât și cel de înclinație magnetică au valori variabile.

Declinația magnetică prezintă variații:

- seculare, care sunt lente în timp, deși importante ca valoare (în timpul unei campanii de măsurători variația nu depășește câteva minute, putând fi neglijată);

- anuale, care sunt importante mai ales în anii în care apar fenomene de pete solare (pot atinge valori de aproximativ 70° /an);

- lunare, date de caracteristicile variabile ale intensității câmpului magnetic, valorile maxime ale variației fiind în luna iulie, iar minimele în aprilie, cu valori de circa 10° ;

- diurne, care sunt cele mai importante, întrucât influențează ca precizie măsurătorile efectuate în decursul unei zile de lucru. Valorile maxime ale variației sunt atinse în lunile de vară, între orele 8-14, ajungând la $20-30^\circ$;

- accidentale, care sunt provocate de furtuni magnetice, de prezența unor minereuri feroase în zona de lucru sau de obiecte care conțin fier (căi ferate, stâlpi electrici, linii electrice aeriene și subterane etc). În aceste cazuri, busola devine inutilizabilă.

Înclinația magnetică prezintă variație în raport cu latitudinea, componenta verticală fiind minimă la poli și maximă la Ecuator. Întrucât acul magnetic trebuie să oscileze în planul orizontal al locului, forța V (variabilă cu latitudinea) care acționează asupra părții nord (n) a acului se echilibrează cu o contragreutate, culisabilă pe partea sud (s).

1.5.2. Busole simple (de buzunar)

Sunt larg răspândite, fără lunetă. Se folosesc în topografie pentru orientarea operatorului în teren, pentru orientarea planurilor sau hărților sau pentru orientarea direcției bornă- proiecție semnal în cazul semnalelor care nu se proiectează la sol pe bornă. Schema de principiu a unei astfel de busole se prezintă în figura 1.43. Acul este suspendat centric pe un pivot cu vârf bine ascuțit și dur (șapă de diamant) și oscilează în fața unui cadran fix, gradat. Acul este lăsat pe pivot să oscileze numai în timpul măsurătorilor; în rest, prin șurubul 8, acesta se ridică și se presează pe geamul de protecție.

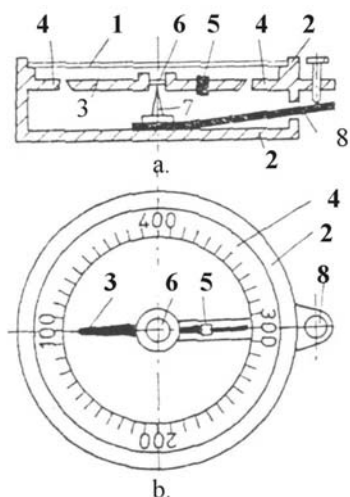


Figura 1.43. Busola de buzunar
a- secțiune, b-vedere de sus;
1-geam protecție, 2-cutie, 3- ac magnetic
4- cadranul cercului, 5- contragreutate,
6- șapă, 7- pivot, 8- șurub de blocare

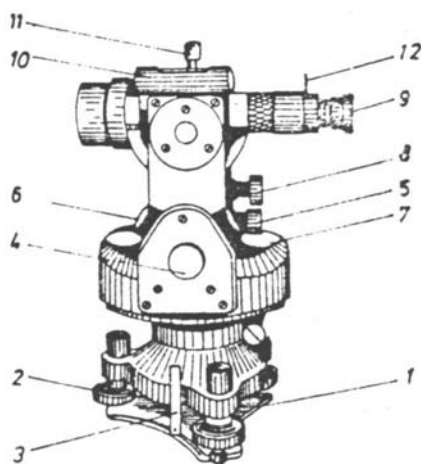


Figura 1.44 Busola Wild TO
1- placa flexibilă, 2-șurub calare, 3- pârghie blocare
a discului, 4- comutator imagine, 5- șurub rectificarea
eclimetrului, 6-microscop citire, 7- fereastră iluminare
disc, 8- șurub fină mișcare lunetă, 9- lunetă,
10- nivela eclimetrului, 11-șurub blocare lunetă,
12- colimator

1.5.3. Busole topografice

Busolele topografice sunt instrumente care au ca organe principale ambază, lunetă, eclimtru și busola propriu-zisă. Din punct de vedere constructiv, busolele propriu-zise pot fi cu ac sau cu limb.

Busola cu ac are cadranul gradat fix, putând fi folosit ca limb, caz în care instrumentul lucrează ca un tahimetru. În prezent, busolele cu ac nu se mai construiesc, ele fiind înlocuite de busolele cu disc, de precizie superioară.

Busola cu disc este de concepție și construcție modernă, denumită și tahimetru-busolă. În locul acului magnetic există un disc circular gradat, care oscilează în plan orizontal în jurul axului vertical. Pe partea inferioară a discului este montată, solidar cu acesta, o tijă magnetizată, ce se comportă ca un ac, imprimând mișcările discului.

Dintre busolele cu disc, cea mai răspândită la noi este busola Wild T0 (figura 1.44). Are citire centralizată, iar cercul orizontal gradat (discul) poate fi folosit ca piesă magnetică, atunci când este lăsat liber să oscileze pe pivot, sau ca limb, când este blocat din pârghia 3. Pe partea inferioară a cercului gradat se găsește o tijă magnetizată. Dacă discul este suspendat, gradația zero este adusă automat pe direcția nordului magnetic.

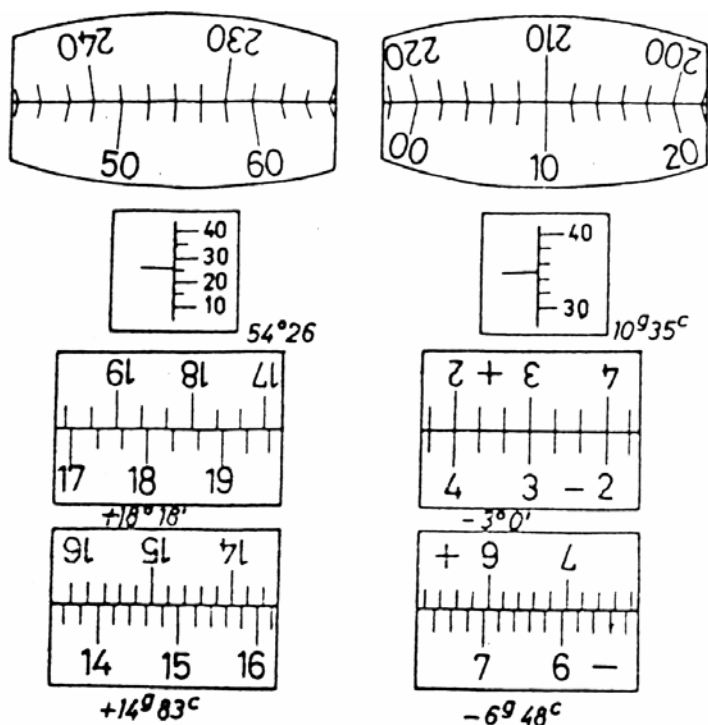


Figura 1.45. Sistemul de citire la busola Wild TO

Sistemul de citire al busolei este prin coincidența imaginilor (figura 1.45), precizia de lectură a unghiurilor este de $\pm 5'$ sau $\pm 2''$, funcție de modul de gradare. Precizia de măsurare a orientărilor este mai mică, ținând cont de variațiile magnetice. Orientările (figura 1.45a) se citesc după ce, din comutatorul de imagine 4, se aduce în câmpul microscopului de citire (6) imaginea discului orizontal. Dacă instrumentul este utilizat ca busolă, se lasă liber discul prin acționarea pârghiei 3 și se așteaptă liniștirea acestuia. După stingerea oscilațiilor, se acționează tamburul cu diviziuni aflat deasupra alidadei pentru a realiza coincidența gradațiilor din cele două părți diametral opuse ale limbului. Cifra care reprezintă zecile (sau sutele și zecile) de grade se citește direct pe cerc și este dată de valoarea înscrisă drept, pentru care există, în sensul de creștere a gradațiilor scrise drept, corespondentul diametral opus. Cifra unităților de grade se numără între cele două valori opuse diametral. Zecile de minute și minutele se citesc la tamburul micrometric, până în dreptul reperului. Citirea la eclimetru se face prin estimarea minutelor, deoarece pentru cercul vertical nu se poate realiza coincidența gradațiilor. În cazul prezentat, rezultă unghiul de înclinare, φ . Pot să apară valori pozitive sau negative, în gradație sexagesimală sau centezimală, în poziția I sau a II-a a lunetei. Pentru a evita greșelile de citire se iau gradele scrise drept, se adaugă zecile de minute

numărate în sensul lor de creștere, până la valoarea opusă scrisă răsturnat și se estimează minutele. Sensul de creștere este de la stânga spre dreapta când luneta este înclinată peste orizontală ($\varphi+$) și de la dreapta spre stânga pentru ($\varphi-$).

1.5.4. Verificarea și rectificarea busolelor. Măsurile de precauție

Pentru a fi aptă să măsoare, busola trebuie să îndeplinească o serie de condiții generale, valabile la toate instrumentele de același tip (referitoare la axe, cercuri, fire reticulare, starea generală a instrumentului și a trepiedului), dar și condiții specifice. Verificarea acestora din urmă se face cu aparatul instalat în stație, într-o zonă în care nu există influențe magnetice străine de câmpul terestru. Acul sau discul busolei se scoate din poziția de echilibru cu ajutorul unui obiect feros. După îndepărtarea perturbației, se urmărește modul în care se face revenirea la gradația la care se afla în echilibru.

Dacă revenirea în dreptul gradației se face prin oscilații lente, puțin amortizate, înseamnă că acul (discul) nu este îndeajuns de **sensibil**, din acuză că s-a demagnetizat. În acest caz, acul trebuie remagnetizat, prin metode adecvate.

Dacă oscilațiile acului sunt bruște, cu discontinuități sau în salturi, înseamnă că acul nu este îndeajuns de **mobil**, din cauza suspensiei pe pivot. În acest caz, rectificarea constă în refacerea șapei, prin șlefuire la un atelier de specialitate sau prin schimbarea ei. Pentru a preveni deteriorarea șapei de contact între ac și pivot, este obligatoriu ca în timpul transportului instrumentului acul (discul) să fie blocat, prin ridicarea de pe pivot.

Dacă acul sau discul nu se află, în timpul oscilațiilor de revenire, la același nivel cu marginile cadranului busolei, atunci el nu este bine **echilibrat**. Rectificarea se face prin acționarea cursorului de pe brațul sud până la echilibrare.

De asemenea, trebuie avut grijă ca trepiedul, busola și operatorul să nu conțină atașate piese din fier, întrucât acestea influențează poziția acului magnetic.

Depistarea și eventuala rectificare a condițiilor generale (de construcție, de reglare) se face ca și la teodolite și tahimetre.

La folosirea busolei trebuie avute în vedere și o serie de măsuri de precauție, care au drept scop evitarea folosirii ei în cazul unor influențe magnetice accidentale, care perturbă câmpul magnetic terestru. Astfel, în timpul măsurătorilor trebuie evitate orice obiecte metalice care s-ar găsi asupra operatorului și care ar putea influența poziția acului (topor, jaloane, cuie, chei). Pentru ca influența câmpului perturbator asupra acului să nu depășească 20° , este necesară păstrarea următoarelor distanțe între punctul de stație și o serie de detalii:

- 40 m față de stâlpii liniilor electrice de înaltă tensiune;
- 40 m față de clădirile cu structură din beton armat mai înalte de 20 m;

- 15 m față de stâlpi metalici;
- 10 m față de garduri metalice;
- 70 m față de liniile simple și 100 m față de liniile duble de cale ferată.

În cazul în care pot să existe și influențe magnetice pe care nu le putem sesiza (zăcământ de metale feroase, conducte, rețele de cabluri electrice subterane), este bine să se măsoare la începutul lucrului orientarea directă și inversă între două puncte din zona de lucru. Dacă diferențele sunt tolerabile, putem să folosim instrumentul ca busolă, iar dacă nu - ca tahimetru.

Influențe asupra acului magnetic au și o serie de variații accidentale ale câmpului. Un astfel de caz este acela al furtunilor magnetice; dacă se observă deviații mari ale acului magnetic, se recomandă să se ia legătura cu centrul de observație asupra magnetismului din zonă, pentru a vedea dacă în perioada respectivă au fost înregistrate asemenea evenimente.

1.5.5. Măsurarea orientărilor

Determinarea orientării magnetice pentru o direcție oarecare se poate face folosind o busolă sau un declinator. Măsurarea **cu busola** presupune parcurgerea următoarelor etape (figura 1.46a):

- se instalează instrumentul în stația S,
- se dirijează luneta spre punctul A, care se vizează și se punctează.

Gradația "0" a cadranelor este de asemenea spre punctul A;

- se eliberează discul magnetic (acul) și se așteaptă liniștirea lui;
- se citește orientarea în dreptul reperului discului sau la capătul nord al acului. Cum gradarea se face în sens invers topografic, valoarea citită reprezintă orientarea direcției SA.

Dacă se folosește **declinatorul**, acesta se montează, într-un dispozitiv special, pe una din furcile alidadei, astfel încât axul tubului să fie într-un plan vertical paralel cu acela în care basculează luneta (figura 1.46b). Etapele măsurării orientării direcției SA sunt:

- se instalează teodolitul sau tahimetrul în stația S;
- se introduce gradația "0" la limb și se blochează mișcarea înregistratoare;

- cu mișcarea generală se rotește aparatul până când acul declinatorului se dirijează pe direcția nordului magnetic (capetele lui sunt văzute în coincidență, suprapuse). Rezultă că și gradația "0" este îndreptată spre nordul magnetic;

- se deblochează mișcarea înregistratoare și se vizează punctul A; la limb se citește direct orientarea magnetică a direcției SA.

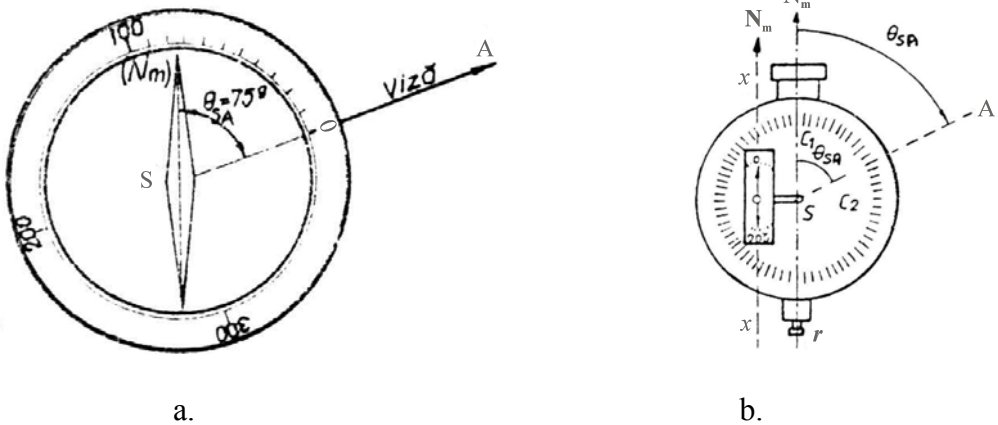


Figura 1.46. Măsurarea orientării magnetice: a- cu busola, b- cu declinatorul

1.5.6. Declinarea busolei

Declinarea busolei este o operație prin care se urmărește să se citească în teren, cu busola, direct orientarea geografică. Acest lucru este posibil dacă se cunoaște într-un punct valoarea unghiului de declinație magnetică. Referitor la valoarea declinației, orice informație cu caracter documentar pentru o anumită zonă și perioadă de timp trebuie privită cu rezervă, datorită variațiilor ei. Se recomandă determinarea în teren a declinației în zona și perioada alese pentru lucru.

Declinarea se face alegând în zonă două puncte cunoscute din rețeaua de sprijin, A și B, între care să existe o bună vizibilitate. Declinarea decurge în următoarele etape (figura 1.47).

- se staționează cu busola în A,
- se vizează B, notând orientarea magnetică a direcției AB, θ_{AB}^m ,
- se determină din coordonate orientarea θ_{AB} ,
- se trece la declinarea busolei, modificând poziția limbului, până când se citește spre direcția vizată valoarea orientării calculate. Prin această operație, gradația zero a limbului a fost dusă spre direcția nordului geografic, N_g . Evident, valoarea $\delta = \theta_{AB}^m - \theta_{AB}$ este declinația magnetică în zona de lucru, la momentul respectiv.

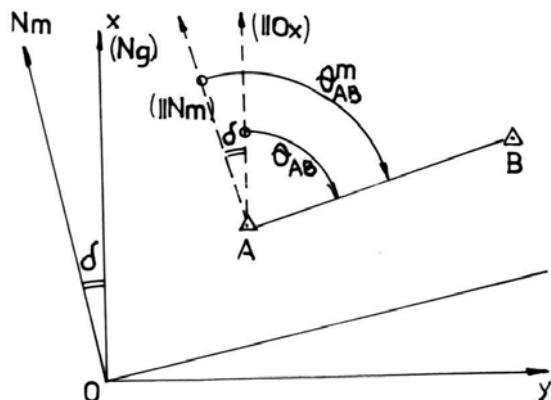


Figura 1.47. Declinarea busolei

1.6. Goniometre pentru unghiuri fixe (echere topografice)

Echerele topografice sunt instrumente simple, care servesc de regulă la construirea de unghiuri drepte, fiind folosite la ridicarea și coborârea de perpendiculare. Datorită modului simplu în care sunt construite, echerele pot lucra doar în terenuri aproximativ horizontale și pe distanțe relativ scurte.

1.6.1. Tipuri. Scheme constructive și optice

Constructiv, se disting două categorii principale: echere cu oglinzi și echere cu prisme. Cele cu oglinzi pot fi cu o singură pereche sau cu două perechi de oglinzi, iar cele cu prisme au de obicei o pereche de prisme.

Echerele cu o pereche de oglinzi sunt formate din două oglinzi plane, ce fac între ele un unghi de 45^0 (50 gon). Oglinzile sunt montate pe un cadru, terminat cu un mâner, de care se poate atașa un fir cu plumb (figura 1.48a). Schema optică se bazează pe legile reflexiei. În punctele de incidență I_1 și I_2 , unghiurile de o parte și alta a normalei sunt egale (figura 1.48b); în punctul P de intersecție a normalelor se regăsește unghiul dintre oglinzi, care este totodată și unghi exterior triunghiului I_1I_2P , deci:

$$\alpha = i + r \quad \text{și} \quad \beta = 2i + 2r = 2\alpha \quad [1.24]$$

întrucât unghiul β este exterior triunghiului I_1I_2B . Dacă unghiul α este de 45^0 , atunci unghiul β dintre raza incidentă și cea emergentă este drept.

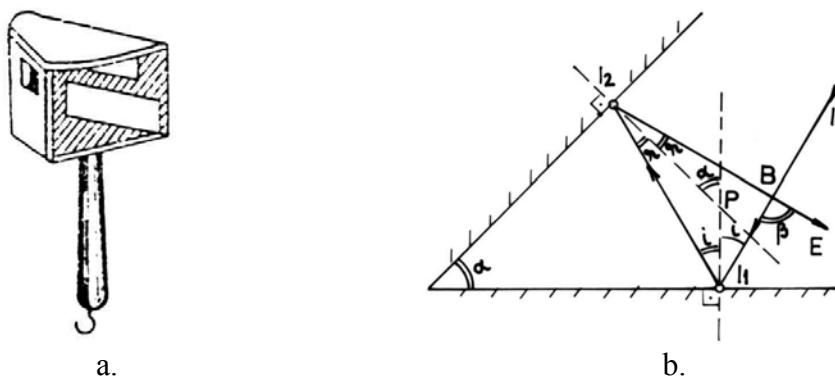


Figura 1.48. Echerul cu o pereche de oglinzi: a- schemă constructivă, b- schemă optică

Echerele cu două perechi de oglinzi sunt alcătuite din două perechi de oglinzi suprapuse O_1 și O_2 , montate pe un cadru prevăzut cu un mâner de susținere (figura 1.49a). Ca schemă optică, oglinzile sunt montate astfel încât să permită instalarea pe un aliniament dat de jaloane montate în A și B . Acestea sunt văzute suprapus în momentul când echerul se află pe aliniament, întrucât fiecare oglindă reflectă imaginea unui jalon (figura 1.49b).

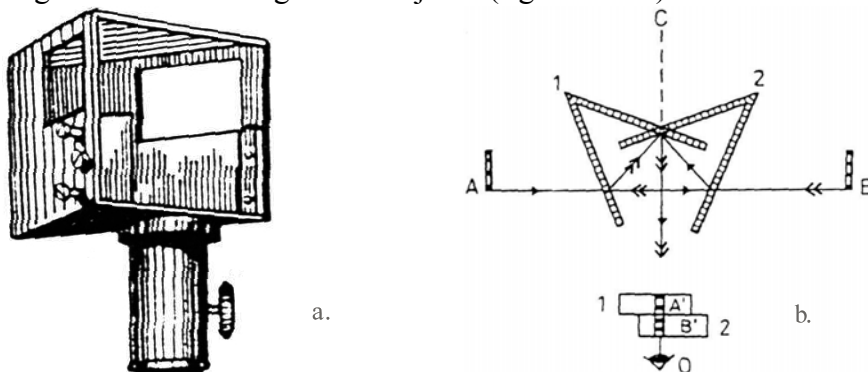


Figura 1.49. Echer cu două perechi de oglinzi: a- schemă constructivă, b- schemă optică

Echerele cu prisme sunt alcătuite din două prisme pentagonale așezate suprapus, într-o montură care se termină printr-un dispozitiv de care se poate lega un fir cu plumb sau un baston de verticalizare (figura 1.50a). Așezarea prismelor se face așa încât, privite din față, una deviază razele luminoase cu un unghi drept spre stânga, iar cealaltă spre dreapta. Fiecare prismă pentagonală (de tip Brandt) are fețele neargintate reciproc perpendiculare, iar cele argintate prelungite fac un unghi de 45° (figura 1.50b). Între cele două prisme există un spațiu (fantă) prin care razele trec nedeviate.

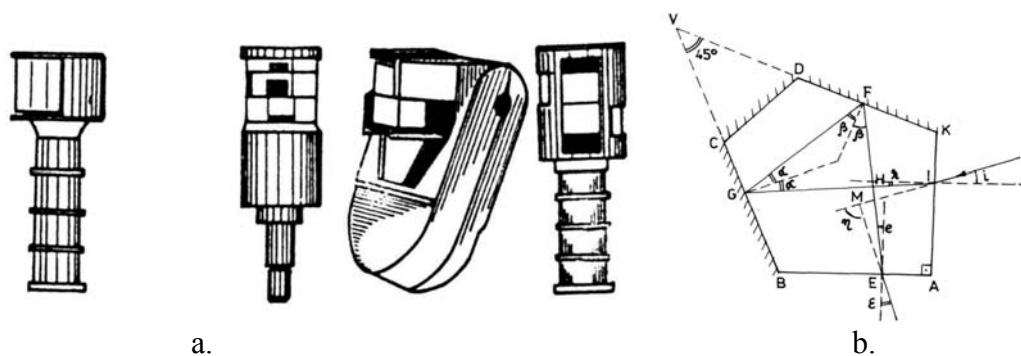


Figura 1.50. Echer cu prisme pentagonale a- tipuri constructive, b- schema optică

Se notează cu I punctul de incidență și cu i și r unghiul de incidență respectiv de refracție ($i > r$, refracția se face cu apropiere de normala în I). Se notează cu E punctul de emergență și cu e și ε unghiurile formate ($\varepsilon > e$, ieșirea se face cu îndepărtare de normala din E). Din patrulaterul AEHI rezultă:

$$90^\circ + (90^\circ + e) + 90^\circ + (90^\circ - r) = 360^\circ \quad [1.25]$$

și deci că $e = r$. Dacă se scrie legea refracției în punctele I și E:

$$n = \frac{\sin i}{\sin r} \quad ; \quad n = \frac{\sin \varepsilon}{\sin e} \quad [1.26]$$

rezultă că $i = \varepsilon$. Suma unghiurilor din patrulaterul AIME (M este la intersecția direcției incidente cu emergenta) se scrie:

$$90^\circ + (90^\circ - i) + (180^\circ - \eta) + (90^\circ + \varepsilon) = 360^\circ \quad [1.27]$$

Întrucât $i = \varepsilon$, rezultă că raza incidentă și cea emergentă fac un unghi drept ($\eta = 90^\circ$).

1.6.2. Ridicarea și coborârea perpendicularelor cu echerul

Cu ajutorul echerelor se poate face instalarea pe aliniamente sau ridica și coborî perpendiculare.

Cu un echer cu o pereche de oglinzi operatorul nu se poate instala singur pe aliniament, ci este nevoie de un ajutor. Se poate însă ridica o perpendiculară dintr-un punct dat, P, de pe aliniamentul AB, marcat prin jaloane verticale (figura 1.51a). Ajutorul operatorului va deplasa un alt jalon, C, până când acesta, privit cu ochiul liber prin fereastra F de deasupra, se va vedea în prelungirea jalonului din A, văzut în oglinda O (figura 1.51b).

Cu echerul cu două perechi de oglinzi operatorul se poate aranja singur pe aliniamentul AB (figura 1.49b) atunci când vede simultan imaginea jaloanelor din A și B în prelungire. Din-tr-un punct de pe aliniament se poate ridica și o perpendiculară, punctul C fiind determinat în momentul în care jalonul vertical instalat se vede pe deasupra oglinzilor în prelungirea imaginii celor din A și B.

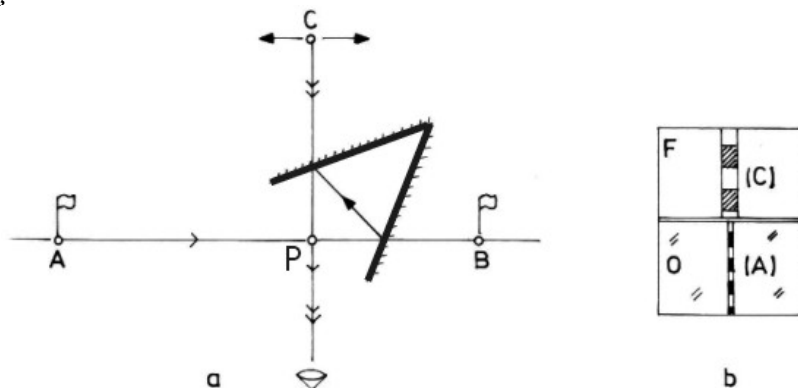


Figura 1.51. Ridicarea unei perpendiculare cu echerul cu o pereche de oglinzi.

Cu echerul cu două prisme operatorul se află pe aliniament atunci când în cele două prisme se vede pe aceeași verticală imaginea jaloanelor din A și B (figura 1.52a). Ridicarea unei perpendiculare din P se face dirijând ajutorul cu jalonul C până când acesta se vede prin fantă suprapus peste imaginea celui din A și B (figura 1.52b). Asemănător, coborârea unei perpendiculare din C pe aliniamentul AB dat se face prin instalarea mai întâi pe aliniament; păstrând aliniamentul, operatorul se deplasează până când vede prin fanta dintre prisme jalonul din C.

1.6.3. Precizia echerelor

Precizia de construire a unghiurilor drepte (90°) sau a aliniamentelor (180°) depinde în cea mai mare măsură de modul în care se realizează imaginea suprapusă a jaloanelor în oglinzi sau prisme, de distanța dintre echer și jaloane și de tipul echerului.

Notând cu m_α eroarea unghiulară comisă la construirea unghiului drept, aceasta provoacă la distanța d o eroare liniară e (figura 1.53), a cărei mărime se determină cu relația:

$$e = d \cdot m_\alpha \sin 1^{cc} \text{ sau } \frac{e}{d} = \frac{m_\alpha}{\rho^{cc}} \quad [1.28]$$

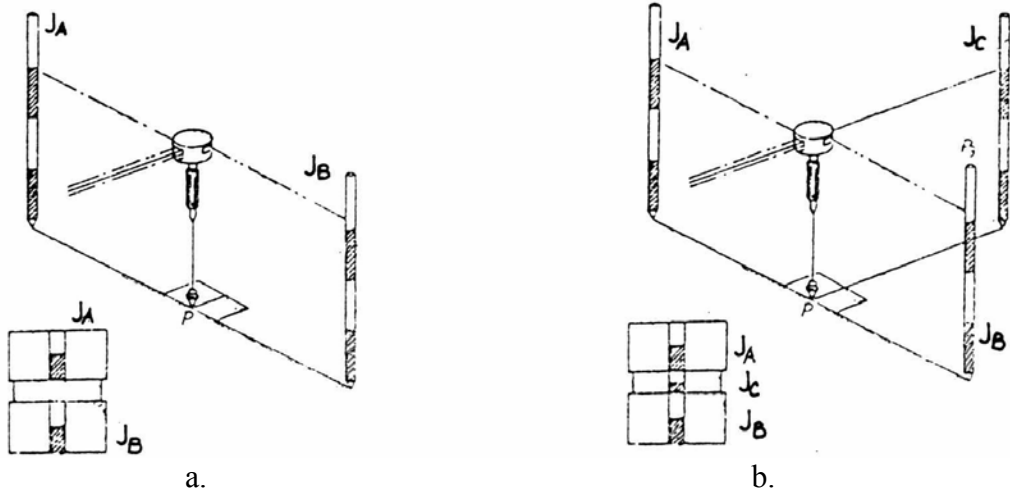


Figura 1.52. Aranjarea pe aliniament (a) și ridicarea unei perpendiculare (b) cu echerul cu două prisme

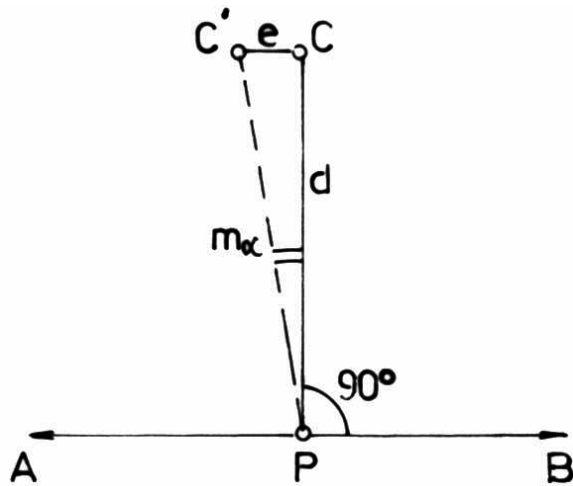


Figura 1.53. Precizia echerelor

Pentru $m_\alpha = \pm 5^\circ$ rezultă la distanța de 13m o abatere liniară $e = \pm 1$ cm. Echerile se folosesc la distanțe limitate: pentru cel cu oglinzi ($m_\alpha = \pm 8^\circ$) până la 40 m, iar cel cu prisme ($m_\alpha = \pm 2^\circ$) până la 80 m. Echerile lucrează numai în poziție verticală, de aceea ele se folosesc numai în terenuri aproximativ orizontale.

CAPITOLUL 2

MĂSURAREA DISTANTELOR

Măsurarea distanței este o operație de bază în topografie, servind la definirea poziției punctelor în plan și în spațiu. Distanțele se pot măsura direct sau indirect. Măsurarea directă implică parcurgerea distanței de măsurat și aplicarea unei unități de măsură peste aceasta. Măsurarea indirectă se referă la determinarea distanței fără a o parcurge, ci prin măsurarea altor elemente, care sunt în relație cu distanța căutată. În acest context, distanța se poate determina pe cale optică (cu un instrument cu lunetă și o riglă gradată) și prin unde (cu un instrument capabil să emită, să recepționeze și să analizeze anumiți parametri ai undelor din spectrul electromagnetic).

2.1. Măsurarea directă a distanțelor

2.1.1. Instrumente pentru măsurarea directă a distanțelor

În lucrările de topografie se folosesc pentru măsurarea directă a distanțelor rulete sau panglici, de obicei construite din oțeluri speciale.

Ruletele au lungimi de 2m, 10m, 20m, 30m și servesc pentru măsurarea unor distanțe scurte, a înălțimii aparatului în stație, semnalelor topografice. Sunt confecționate din bandă de oțel. Lungimea lor nominală este garantată la 20°C. Se înfășoară pe furci cu mâner și pârghie de blocare, putând fi protejate de o carcasă sau neprotejate (figura 2.1).

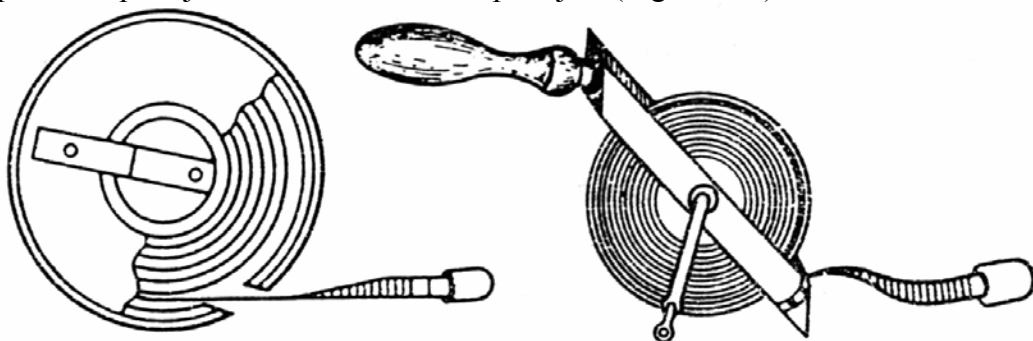


Figura 2.1 Rulete topografice

Divizarea ruletei se face în centimetri, iar numerotarea se face pentru fiecare decimetru prin indicarea numărului de metri și decimetri. Primul decimetru al ruletei este gradat și în milimetri. La instrumentele mai noi gradarea milimetrică poate fi pe toată lungimea ruletei. Gradația “0” poate fi în dreptul inelului de întindere de la capăt sau la o anumită distanță de capăt.

Panglicile sunt alcătuite dintr-o bandă de oțel cu lățimea de 15 - 20 mm și au lungimea de 50m sau 100m, garantată la 20°C. Cele de fabricație recentă sunt înfășurate pe cruci cu mâner, sunt subțiri și ușoare (figura 2.2). Pot fi însoțite de fișe (vergele) metalice, care au lungimea de 25-30cm și diametrul de 5-6mm, sunt ascuțite la un capăt, și sunt folosite pentru întinderea panglicii.

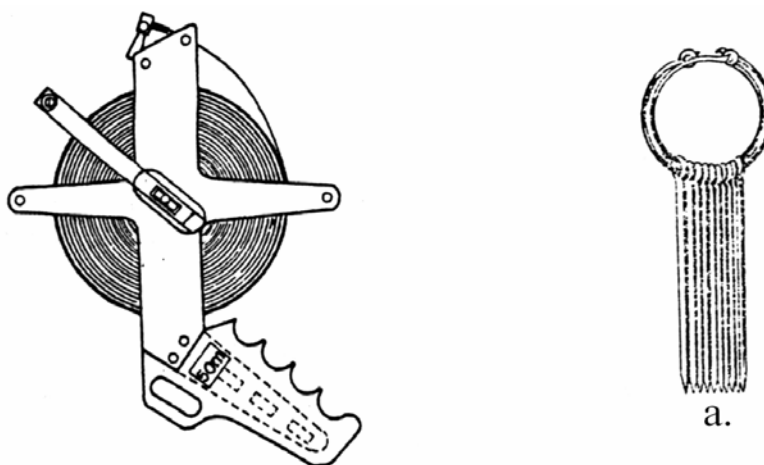


Figura 2.2 Panglică de oțel de 50m; a- fișe

Firul de invar are lungimea de 24 m sau 48m, confecționat dintr-un aliaj (36% Ni și 64% oțel), care are variații extrem de mici odată cu modificarea temperaturii. Datorită acestei proprietăți, firul de invar a fost mult timp folosit în trecut pentru măsurarea bazelor geodezice, întrucât asigura o precizie de circa $\pm 1\text{cm}/3\text{km}$. În prezent se folosește rar, întrucât necesită un mod de lucru în care randamentul este mic, fiind înlocuit de instrumente moderne, care asigură precizii de măsurare asemănătoare.

2.1.2. Măsurarea distanțelor cu panglica

Condiția de bază care trebuie îndeplinită la măsurarea directă a distanțelor este ca operația să se facă numai *pe porțiuni de pantă continuă*. Practic, măsurarea directă se face în scopul de a determina *distanța redusă la orizont*, parcurgând în teren următoarele *etape*:

a) *jalonarea aliniamentelor*. Este obligatorie pentru lungimi care depășesc 3-400m și constă în aranjarea de jaloane, aflate în planul vertical al punctelor de capăt. Rolul jalonării este ca în timpul măsurătorii să se păstreze direcția dată de punctele de capăt, evitând erorile cauzate de ieșirea din aliniament. Dacă operatorul se plasează într-unul din capetele distanței de măsurat (marcate prin jaloane verticale), jalonarea se face spre sine (de exemplu spre A – figura 2.3.) așa încât jaloanele verticale din 1, 2, ... să fie în același plan.

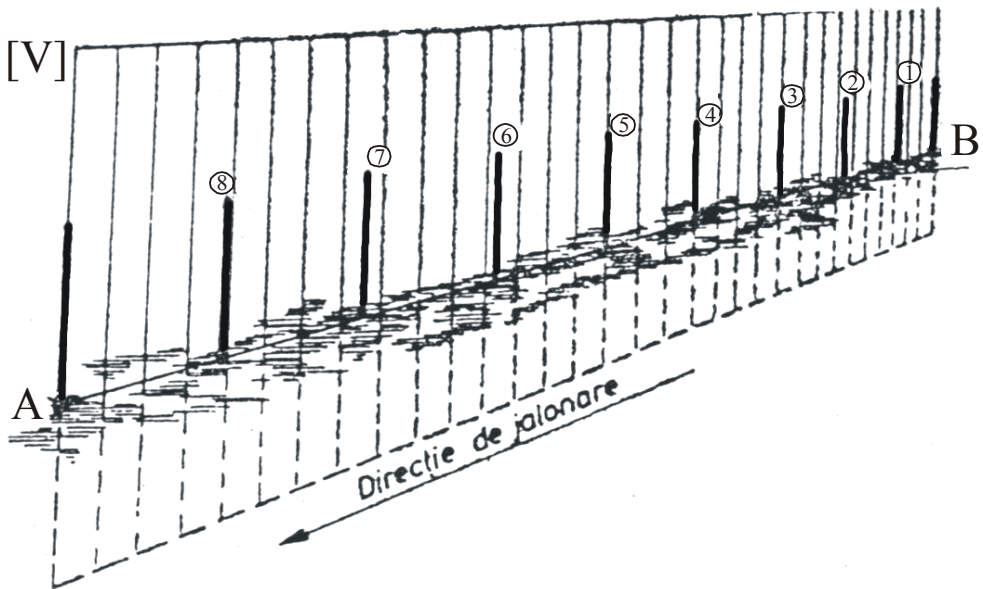


Figura 2.3. Jalonarea spre sine (A) a aliniamentelor lungi.

b) *degajarea terenului pe aliniament* constă în eventuala îndepărtare a unor obstacole (vegetație arbustivă sau ierboasă, obstacole mici), în scopul de a se putea realiza o bună întindere a panglicii.

c) *împărțirea distanței în porțiuni de pantă continuă* (figura 2.4). Delimitarea tronsoanelor pentru un teren oarecare se face prin picheți (1 – 4), realizând astfel cerința de bază enunțată inițial.

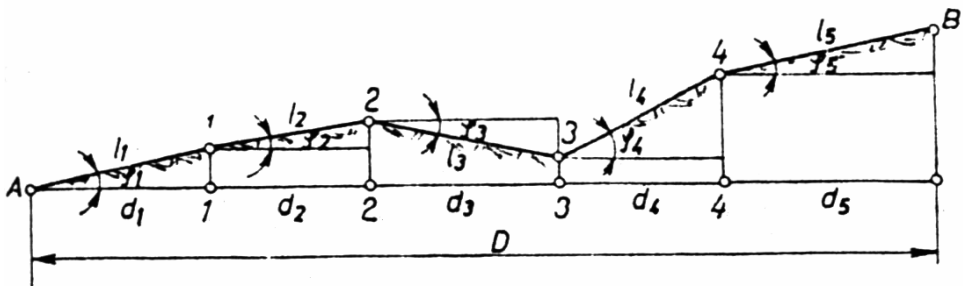


Figura 2.4. Împărțirea aliniamentului în porțiuni de pantă continuă

d) *măsurarea elementelor necesare: lungimi înclinate și unghiuri verticale.* Aceasta se face pentru fiecare panou delimitat anterior. Distanțele se măsoară de două ori (înainte și înapoi), întinzând panglica cu ajutorul fișelor metalice pe aliniamentul jalonat. Unghiurile verticale se măsoară cu un instrument topografic cu eclimetru (tahimetru, busolă, teodolit), prin vizarea pe o stadie la înălțimea aparatului.

e) *aplicarea de corecții distanțelor măsurate, dacă acestea sunt necesare.*

Corecția de etalonare se aduce dacă, la compararea lungimii panglicii cu un etalon, sunt depistate diferențe. Aceste diferențe sunt de fapt erori sistematice, acționând asupra rezultatului măsurătorii la fiecare aplicare a panglicii. Efectul erorii sistematice poate fi eliminat, dacă aceasta este depistată; valoarea ei pentru o aplicare a instrumentului se determină ca diferență între lungimea panglicii și cea de comparație (etalonul):

$$e_{s.u.} = L_{panglică} - L_{etalon} \quad [2.1]$$

Eroarea comisă pentru aplicarea panglicii pe întreaga distanță „l” este:

$$e_{s.t.} = e_{s.u.} \frac{l}{L_{pang}} = e_{s.u.} \cdot n \quad [2.2]$$

Corecția care trebuie adusă pentru îndepărtarea efectului erorii asupra rezultatului este:

$$c_t = - e_{s.t.} \quad [2.3]$$

iar lungimea corectată se determină cu relația:

$$l_{cor} = l + c_t \quad [2.4]$$

Corecția de temperatură se aplică foarte rar și numai în cazul unor măsurători de precizie ridicată, când temperatura - considerată constantă - este diferită de cea de etalonare (20⁰C). Alungirea panglicii (corecția) la o altă temperatură este dată de relația:

$$\Delta l = \alpha l_0 (t - t_0) \quad [2.5]$$

unde α este coeficientul de dilatare termică a oțelului (1,23x10⁻⁵grad⁻¹), l_0 este lungimea la temperatura de etalonare t_0 , t este temperatura de lucru.

Relația de mai sus scrisă pentru cazul concret al unei panglici de oțel de 50m este:

$$\Delta l [mm] = \frac{t - t_0}{5^0} 3 \quad [2.6]$$

adică panglica se deformează cu 3mm pentru fiecare 5⁰C diferență față de temperatura de etalonare. Corecția totală de adus la măsurarea întregii distanțe „l” este:

$$c_t = n \cdot \Delta l [mm] = \frac{t - t_0}{5^0} 3 \frac{l}{L_{pang}}, \quad [2.7]$$

iar lungimea corectată se determină cu relația [2.4].

f) *reducerea distanțelor la orizont*, pentru cazul terenului din figura 2.4., constă în determinarea distanțelor d_i pentru fiecare tronson și însumarea lor:

$$d_i = l_i \cos \varphi_i, \quad D = d_1 + d_2 + \dots + d_5 = \sum d_i \quad [2.8]$$

2.1.3. Precizia măsurării directe a distanțelor

Măsurătorile directe asupra distanțelor sunt însoțite de erori sau greșeli. Erorile pot fi sistematice sau întâmplătoare. Cele *sistematice* sunt periculoase pentru că se propagă după legea înmulțirii, putându-se ajunge la depășirea toleranțelor. În cazul concret discutat, erorile sistematice pot fi eliminate din măsurători dacă se depistează, aplicându-se corecțiile necesare (de etalonare, de temperatură). Erorile *întâmplătoare* pot fi provocate de ușoare ieșiri de pe aliniament, temperatura variabilă în timpul măsurătorilor, întinderea instrumentului cu forțe inegale, condiții de mediu (noroi, vegetație). Micșorarea efectului acestor erori asupra rezultatului se face respectând condițiile de măsurare.

În aceste condiții, se poate conta pe valori medii ale preciziei de 1-3cm la 100m în cazul folosirii panglicilor de oțel, în cazul terenurilor așezate, orizontale. Precizia scade odată cu panta terenului.

2.2. Măsurarea distanțelor pe cale optică

2.2.1. Generalități, principii de măsurare

Măsurarea distanțelor pe cale optică se realizează cu ajutorul unui instrument specific prevăzut cu lunetă și a unei rigle gradate. În cazul în care, pentru măsurarea distanței dintre două puncte, se instalează într-un punct instrumentul și în celălalt rigla gradată, instrumentul se numește

tahimetru; în cazul în care rigla gradată este conținută în aparat, acesta se numește *telemetru*.

Tahimetrele sunt instrumente la care baza măsurată se află în punctul vizat și pot fi: cu unghi stadimetric γ constant (cazul cel mai frecvent, figura 2.5.a) și baza variabilă sau cu unghi stadimetric variabil și baza constantă (figura 2.5.b). Tahimetrele pot fi *clasice*, care măsoară distanța înclinată, sau *autoreductoare*, capabile să măsoare direct distanța orizontală și chiar diferența de nivel între puncte.

Telemetrele au baza încorporată în aparat și pot fi: cu unghi stadimetric constant și baza variabilă (tipul cel mai frecvent, figura 2.5.c) sau cu unghi variabil și baza constantă (figura 2.5.d).

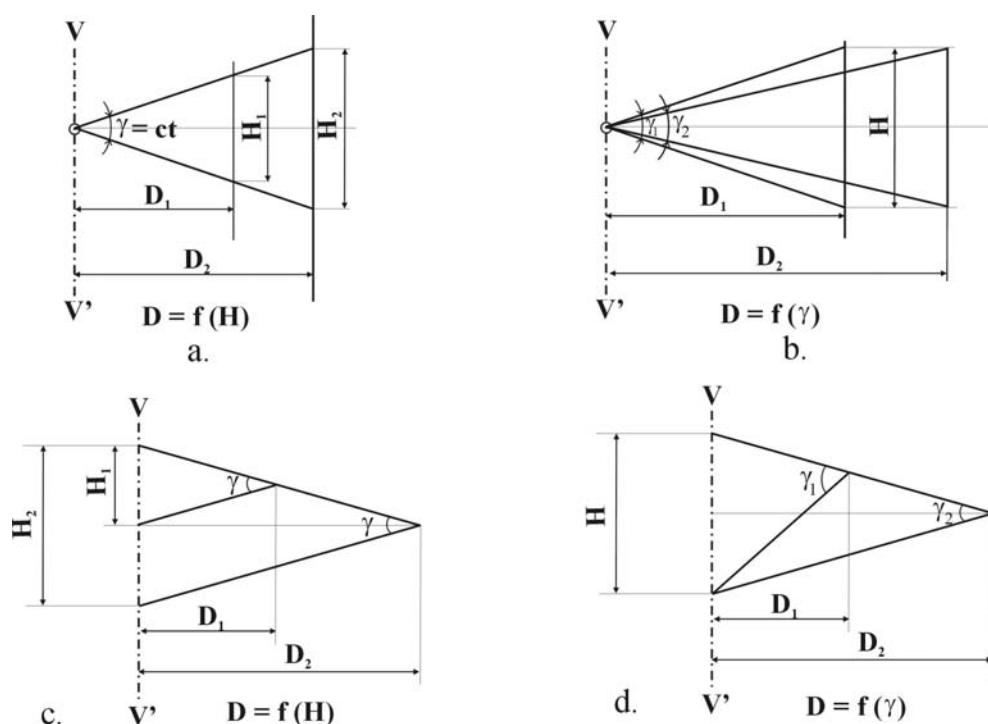


Figura 2.5. Principii de măsurare optică a distanțelor a, b – tahimetre, c, d, - telemetre

2.2.2. Tahimetre stadimetre

Relația de bază Tahimetrele stadimetre sunt cele mai răspândite instrumente din categoria celor optice. Ele sunt dotate cu o lunetă specială (de tip Porro), care conține o lentilă analizor fixă (lunetă analitică), montată astfel încât focarul ei, O, să fie între lentila obiectiv și focarul obiectivului, O' (figura 2.6). Rezultă că imaginea creată de analizor în O este reală și,

fiind situată între focarul obiectivului și obiectiv, acesta din urmă formează imagine virtuală în C (centru de analatism). Elementele constructive ale lunetei sunt alese astfel încât centrul de analatism să se găsească pe axa principală a instrumentului, VV' . Se consideră cazul determinării distanței într-un teren orizontal între punctul A, ca punct de stație și punctul B, în care se instalează o stadie verticală. Dacă se vizează pe stadie la o înălțime egală cu a instrumentului, atunci axa de viză este perpendiculară pe stadie. În figura 2.6. notațiile au următoarea semnificație: F – distanța focală a lentilei obiectiv, e – distanța între obiectiv și analizor, δ - distanța între obiectiv și axa principală, f – distanța focală a lentilei analizor, h – distanța între firul stadimetric superior și cel inferior de pe planul reticul, h' – proiecția distanței h pe lentila obiectiv, H – proiecția distanței h pe stadie, D' – distanța dintre lentila obiectiv și stadie, d (sau d_{AB}) – distanța de măsurat, între axa VV' și stadie.

Pentru cazul din figură, distanța d (orizontală) dintre A și B este:

$$d = D' + \delta \quad [2.9]$$

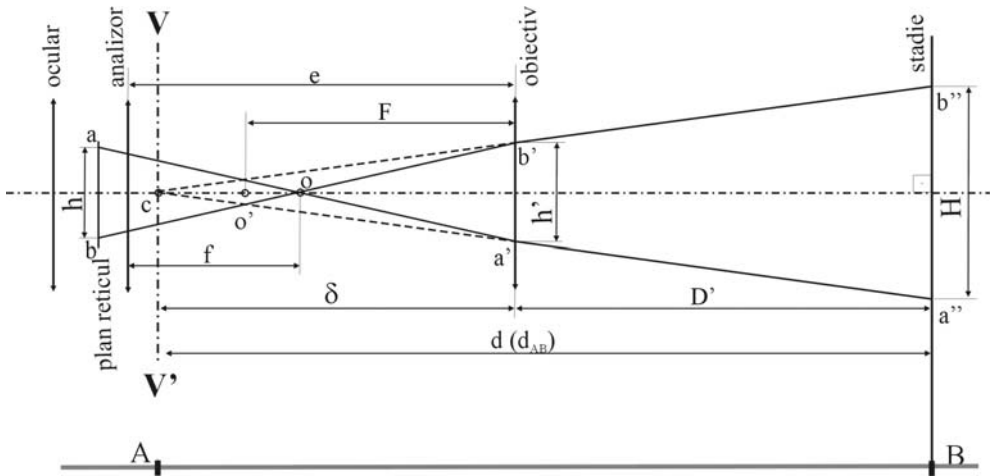


Figura 2.6. Schema determinării relației de bază la tahimetre stadimetre

Se urmărește exprimarea distanței d funcție de H, care se poate citi pe stadie, și de elemente constructive cunoscute ale lunetei. Din asemănarea triunghiurilor $Ca'b'$ și $Ca''b''$ rezultă:

$$\frac{d}{H} = \frac{\delta}{h'} \quad ; \quad d = \frac{\delta H}{h'}$$

[2.10]

Mărimile δ și h' se înlocuiesc convenabil, funcție de elemente cunoscute. Din asemănarea triunghiurilor opuse la vârf în O rezultă:

$$\frac{h}{h'} = \frac{f}{e-f}, \text{ deci } h' = \frac{h}{f}(e-f) \quad [2.11]$$

Relația lentilelor:

$$\frac{1}{x_1} \pm \frac{1}{x_2} = \frac{1}{f} \quad [2.12]$$

scrisă pentru lentila obiectiv, cu x_1 distanța obiect - lentilă, x_2 distanța lentilă - imagine, distanța focală F și care creează imagine virtuală (-) devine succesiv:

$$\frac{1}{e-f} - \frac{1}{\delta} = \frac{1}{F}; \quad \frac{1}{\delta} = \frac{F-e+f}{F(e-f)} \text{ deci: } \delta = \frac{F(e-f)}{F-e+f} \quad [2.13]$$

Înlocuind expresiile finale din [2.11] și [2.13] în [2.10] rezultă:

$$d = \frac{F(e-f)f}{(F-e+f)h(e-f)} H = \frac{Ff}{h(F-e+f)} H = kH \quad [2.14]$$

Valoarea „k” se numește *constantă stadimetrică* și valoarea ei depinde numai de elemente constructive ale lunetei. Elementele constructive se aleg în mod judicios și dau pentru k o valoare rotundă, cel mai adesea 100 sau, mai rar, 50 sau 200. Relația [2.14] este valabilă numai pentru cazul în care axul de viză este perpendicular pe stadie și se poate scrie deci:

$$d = kH = 100H \quad [2.15]$$

Relația de bază [2.15] permite determinarea distanței funcție de distanța H de pe stadie dintre firele stadimetrice, denumită *număr generator*.

Măsurarea distanțelor folosind tahimetre stadimetre În principiu, măsurarea distanțelor cu tahimetre stadimetre presupune determinarea numărului generator și o serie de calcule specifice. Cazul general este acela al unui teren oarecare.

Numărul generator se determină pe rigle gradate denumite stadii sau mire (figura 2.7). Sunt construite din lemn sau aliaje pe bază de aluminiu, au lungimi de 3 sau 4 m și sunt pliabile la 1m, 1,5 sau 2m. Gradarea este

centimetrică, pe fond alb, cu culori contrastante, care alternează la fiecare metru întreg. Pe mire sunt înscriși (drept sau răsturnat) decimetrii; în cadrul lor centimetrii sunt cel mai adesea grupați câte 5, sub forma literei E, pentru a ușura numărarea lor și implicit citirea numărului generator. Practic, determinarea distanței dintre două puncte se poate face folosind o stadie verticală sau orizontală.

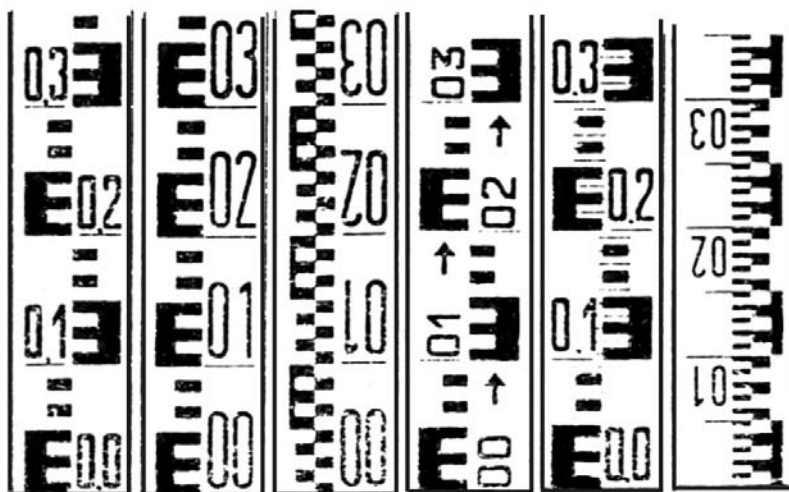


Figura 2.7. Stadii (mire) folosite în topografie

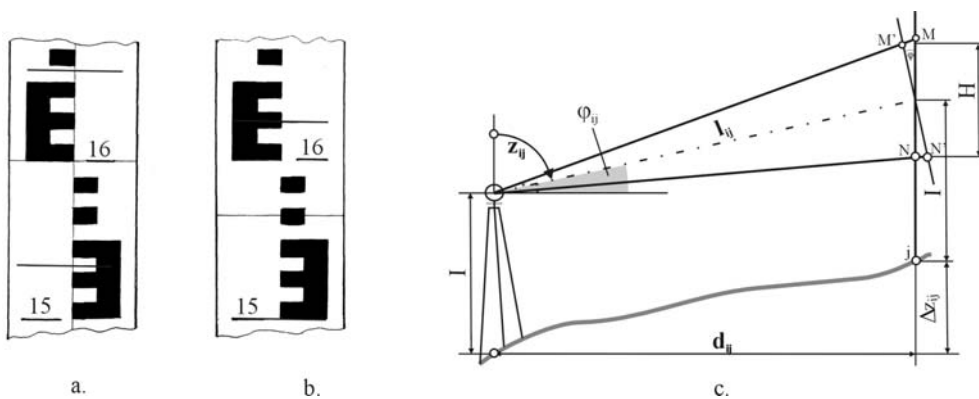


Figura 2.8. Măsurarea distanței cu tahimetre stadimetre și stadie verticală: a- unghi vertical, b- număr generator, c- geometria măsurătorii

În cazul unei *stadii verticale* instalate în punctul j (figura 2.8c), numărul generator se determină vizând cu firul nivelor la înălțimea aparatului din punctul i (figura 2.8.a) și apoi ducând din fîna mișcare în plan vertical firul stadimetric inferior peste cea mai apropiată gradație decimetrică (figura 2.8.b). Numărul generator se citește între cele două fire stadimetrice

așezate pe firul reticular vertical, numărând decimetrii și centimetrii întregi și estimând milimetrii ($H = 12,4\text{cm}$)

În cazul unei stadii orizontale, aceasta se montează pe ambaza unui trepid la înălțimea aparatului (figura 2.9a), se orizontalizează și se așează perpendicular pe viză cu ajutorul unui vizor. Numărul generator se citește ca și în cazul precedent, dar folosind firele stadimetrice verticale așezate pe firul nivelor (figura 2.9b).

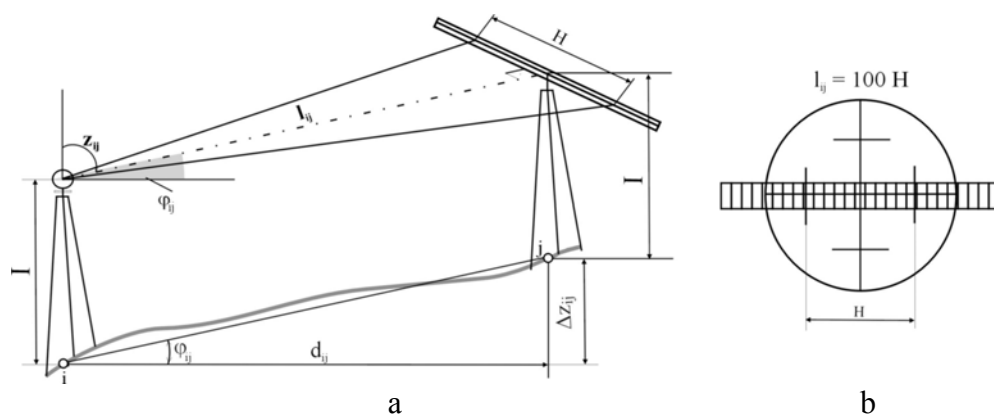


Figura 2.9. Măsurarea distanței cu tahimetre stadimetrice și stadiu orizontală: a- geometria măsurătorii, b- citirea numărului generator

Reducerea distanțelor la orizont ține cont că relația de bază este valabilă numai pentru cazul când linia de viză este perpendiculară pe stadiu. În terenurile oarecare condiția nu este îndeplinită atunci când stadia este verticală și în consecință numărul generator MN interceptat între firele stadimetrice este mai mare. În contextul relației de bază, numărul generator $M'N'$ s-ar putea citi pe o stadiu ipotetică, perpendiculară pe viză (figura 2.8c) și, cu ajutorul lui se determină distanța înclinată:

$$N'M' = NM \cos \varphi_{ij} = H \cos \varphi_{ij} = H \sin z_{ij} \quad ; \quad l_{ij} = 100H \cos \varphi_{ij} = 100H \sin z_{ij} \quad [2.16]$$

Distanța redusă la orizont rezultă asemănător:

$$d_{ij} = l_{ij} \cos \varphi_{ij} = 100H \cos^2 \varphi_{ij} \quad \text{sau} \quad d_{ij} = l_{ij} \sin z_{ij} = 100H \sin^2 z_{ij} \quad [2.17]$$

În cazul stadiilor montate orizontal, axa de viză este perpendiculară pe stadiu, rezultând:

$$l_{ij} = 100H \quad \text{și} \quad d_{ij} = 100H \cos \varphi_{ij} = 100H \sin z_{ij} \quad [2.18]$$

Diferența de nivel între punctele i și j se determină cu relațiile:

$$\Delta z_{ij} = d_{ij} \cdot \text{tg} \varphi_{ij} = d_{ij} \cdot \text{ctg} z_{ij} = \frac{d_{ij}}{\text{tg} z_{ij}} \quad [2.19]$$

2.2.3. Tahimetre autoreductoare

Instrumentele din această categorie măsoară în teren distanța redusă la orizont și, unele dintre ele, chiar diferența de nivel. Se sporește în acest fel randamentul lucrărilor prin reducerea unui mare număr de calcule

2.2.3.1 Tahimetre autoreductoare cu diagramă

Sunt instrumente reprezentative, autoreductoare în adevăratul sens al cuvântului, măsurând distanța redusă la orizont și diferența de nivel dintre două puncte. Din această categorie fac parte tipurile RDS ale firmei Wild, DK-RV ale firmei Kern sau seria Dahlta a firmei Zeiss. Constructiv, acestea din urmă au aceleași părți componente ca și tahimetrele clasice, conținând în plus diagrame trasate pe un cerc transparent, montat paralel cu eclimetrul și care se mișcă solidar cu acesta (figura 2.10a).

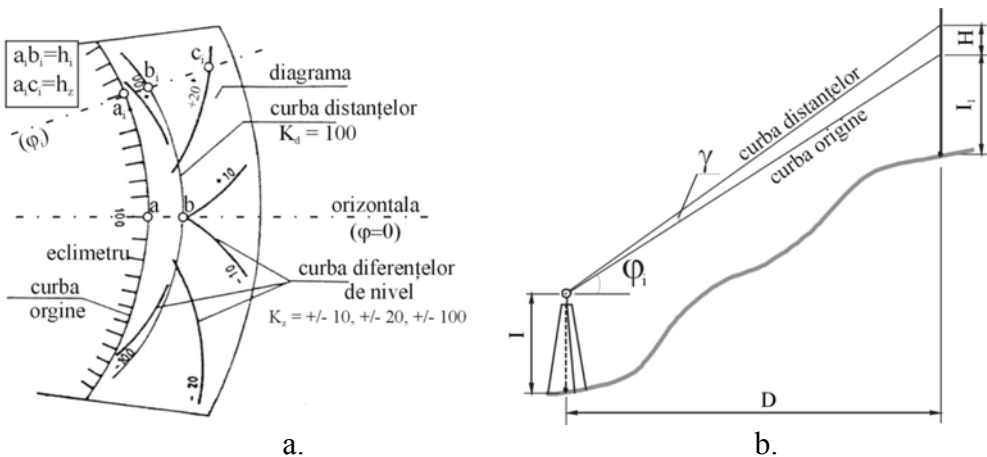


Figura 2.10. a- Diagramele autoreductorului Dahlta 020; b- determinarea distanței

Diagramele prezintă:

- curba originii, reprezentată de linia de separație dintre cercul cu diagrame și eclimetru,
- curba distanțelor orizontale, având constanta stadimetrică $k_d = 100$,

- curbele diferențelor de nivel, formate din perechi cu constantele $\pm 10, \pm 20, \pm 50, \pm 100$.

Măsurarea distanței orizontale

Principiul de construire a curbei distanței se bazează pe diminuarea automată a distanței $h = ab$ (care corespunde poziției orizontale $\varphi = 0$), odată cu înclinarea lunetei. În poziție orizontală, distanței ab îi corespunde un unghi stadimetric γ și un număr generator H pe stadie, respectiv distanța $D = 100H$. Pentru ca la o înclinare $\varphi_i \neq 0$ a lunetei să putem citi *aceleași* număr generator, corespunzător *aceleiași* distanțe orizontale, unghiul stadimetric γ_i trebuie să se reducă după relația:

$$\gamma_i = \gamma \cos^2 \varphi_i, \quad [2.20a]$$

iar distanța $h_i = a_i b_i$ se determină asemănător (figura 2.10b):

$$h_i = a_i b_i = ab \cos^2 \varphi_i, \quad [2.20b]$$

Trasarea curbei distanțelor se face practic dând valori (\pm) unghiului de înclinare φ_i .

În aceste condiții, numărul generator H_i citit pe stadie, corespunzător unghiului stadimetric γ_i și a distanței $h_i = a_i b_i$, se va determina cu o relație de tipul celeia de la tahimetre stadimetre:

$$H_i = H \cos^2 \varphi_i, \quad [2.20c]$$

iar distanța orizontală va rezulta identică cu cea dată de [2.17]:

$$D = kH_i = k H \cos^2 \varphi_i \quad [2.21]$$

Măsurarea diferenței de nivel se face plecând de la relația generală [2.19]:

$$\Delta z = D \operatorname{tg} \varphi_i = kH \cos^2 \varphi_i \operatorname{tg} \varphi_i = kH \cos \varphi_i \sin \varphi_i = \frac{1}{2} kH \sin 2\varphi_i \quad [2.22]$$

Pentru ca și diferența de nivel să se citească direct, sub forma kH_z , trasarea curbei se face astfel ca unghiul stadimetric să varieze după legea:

$$\gamma_z = \gamma \sin 2\varphi_i / 2 \quad [2.23]$$

Pe stadia verticală se va citi un număr generator a cărui mărime: $H \sin 2\varphi / 2$ corespunde distanței $h_z = a_i c_i$ de pe diagramă. Se observă că în zona unghiurilor mici, dacă s-ar folosi constanta stadimetrică $k = 100$, curba ar fi foarte apropiată de cea a originii. Pentru o mai mare precizie, se trasează curbe diferite, rezultate prin diminuarea constantei la 10, 20, 50: pentru înclinări între 0 și 5,5 gon $k = 10$, între 4,5 și 11 gon $k = 20$, între 10 și 25,5

gon $k = 50$, peste $24,5$ gon $k = 100$. Valoarea constantei este înscrisă pe curbă, cu semnul unghiului de înclinare.

Stadiile folosite la instrumentele de tip Dahlta (cele mai răspândite la noi) au $4m$ și originea marcată printr-un V orizontal. Tipurile mai vechi au reperul de origine la $1m$ față de baza stadiiei și sunt prevăzute cu o rigletă care poate prelungi lungimea acestuia în scopul de a face posibilă aducerea originii la o înălțime egală cu a aparatului. Tipurile mai noi au reperul origine fix, la $I_1 = 1,40m$ față de baza stadiiei. Pentru măsurarea efectivă, se plasează curba origine pe reperul stadiiei (figura 2.11a). Numărul generator se citește între curba origine și cea a distanțelor respectiv cea a diferențelor de nivel (figura 2.11b și c). Dacă în câmpul lunetei apar două fire pentru diferența de nivel, se pot folosi ambele, pentru control, cu constantele stadimetrice înscrise. În cazul stadiilor cu originea la $1,40m$, diferența de nivel se corectează cu diferența $(I-1,40)$, unde I este înălțimea aparatului în stație.

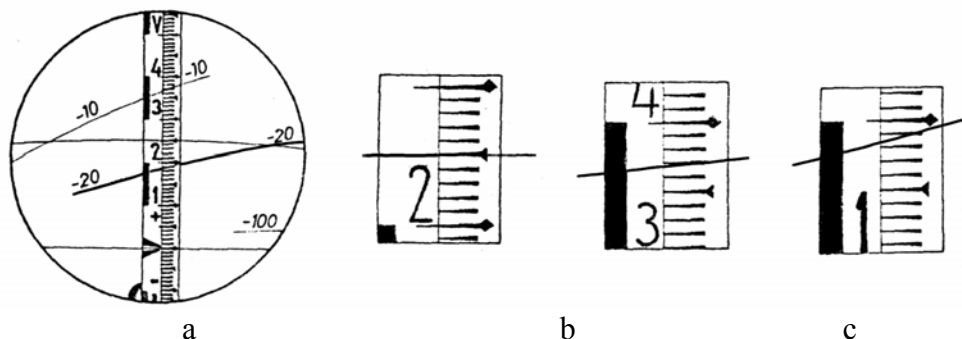


Figura 2.11. Citiri la tahimetrul autoreductor Dahlta: a- imaginea stadiiei în câmpul lunetei, b- detaliu pentru distanța orizontală: $d = 25,0cm \times 100 = 25,0m$; c- detalii pentru diferența de nivel: $\Delta z = 36,8cm \times (-10) = -3,68m$ sau $\Delta z = 18,4cm \times (-20) = -3,68m$

2.2.3.2. Tahimetre cu refracție (dublă imagine)

Sunt reprezentate de instrumente ca DKR Kern, RDH Wild sau Redta 002 Zeiss. Principiul de construcție constă în așezarea unei pene transparente în fața obiectivului aparatului. Pana are fețele dispuse sub unghiul α și acoperă jumătatea inferioară a obiectivului, creând astfel un sistem deviator (figura 2.12). Razele situate imediat deasupra axei optice trec nedeviate, ajungând pe o stadiie *orizontală* în M , iar cele situate sub axa optică ajung în M_1 deviate prin pană cu unghiul:

$$\gamma = (n-1)\alpha \quad , \quad [2.24]$$

unde „n” este indicele de refracție al materialului prisme.

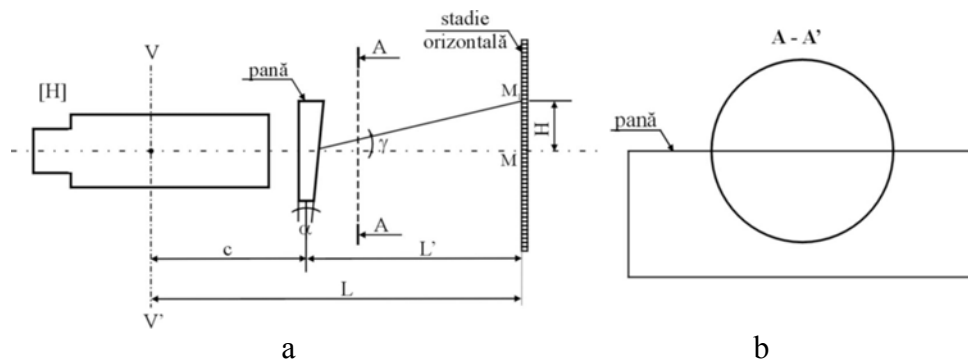


Figura 2.12. Principiul de construcție al tahimetrului cu dublă imagine: a- geometria măsurătorii, b- vedere din față pană + obiectiv

Intervalul $MM_1 = H$ poate fi estimat, iar lungimea dintre pană și stadia orizontală este:

$$L' = H \operatorname{ctg} \gamma \quad [2.25]$$

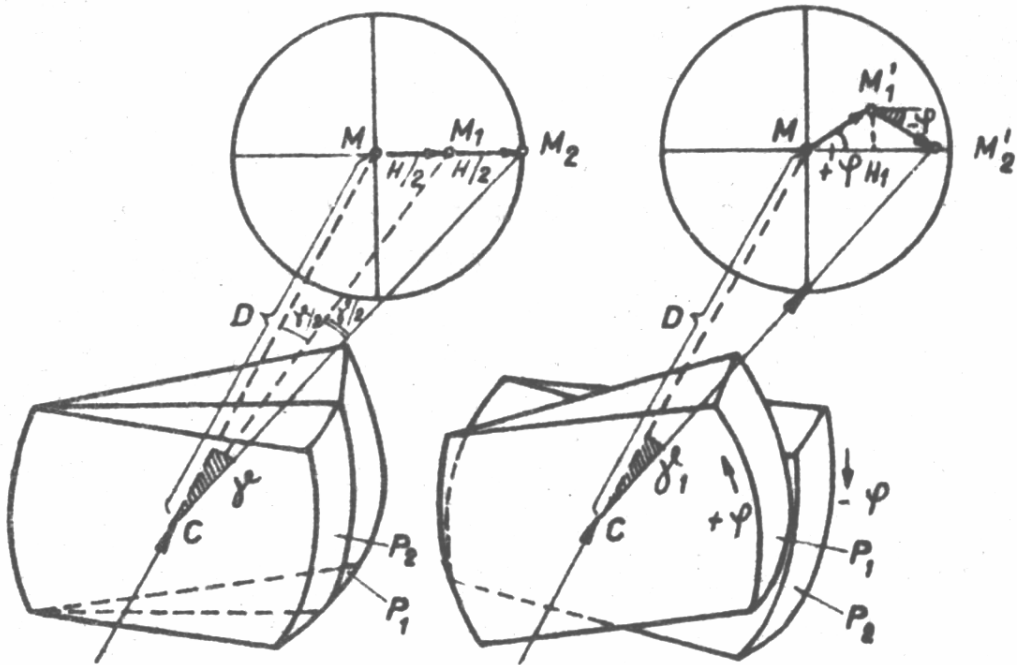
Relația poate fi asimilată cu aceea cunoscută: $L = 100H$ dacă $\gamma = 63^\circ 65,98''$ rezultând conform [2.24] $\alpha = 1,28$ gon pentru $n = 1,5$ (sticlă). În aceste condiții, distanța înclinată dintre punctul de stație (la verticala căruia este axa $V-V'$) și stadia orizontală este:

$$L = L' + C = 100H + C \quad [2.26]$$

Valoarea C poate fi eliminată prin gradarea stadii decalat față de vernierul ei. În situația expusă sistemul nu este reductor ; el ar deveni dacă unghiul γ și implicit H s-ar reduce odată cu înclinarea lunetei după relațiile cunoscute:

$$\gamma_1 = \gamma \cos \varphi \quad , \quad H_1 = H \cos \varphi \quad \text{și} \quad D = kH \cos \varphi \quad [2.27]$$

Un dispozitiv (numit diasporometru) capabil să reducă unghiul γ în funcție de înclinarea φ a lunetei a fost construit de Bosshardt și este format din două pene identice P_1 și P_2 ale căror fețe fac unghiul $\alpha/2$ și care se pot roti în sens invers una față de alta prin intermediul unui dispozitiv mecanic cuplat cu înclinarea lunetei (figura 2.13). Când luneta este orizontală (figura 2.12a) pana are același efect ca aceea din situația descrisă anterior și pe stadia orizontală se citește $MM_1 + M_1M_2 = MM_2 = H$ și deci $d = 100H$.



a.

b.

Figura 2.13. Dispozitivul Bosshardt pentru reducerea distanței la orizont: lunetă orizontală, b- lunetă înclinată cu unghiul φ

Dacă luneta se înclină cu unghiul φ , penele se rotesc cu același unghi, dar în sensuri contrare: prima deplasează punctul M în M_1' , iar a doua transportă M_1' în M_2' , pe aceeași orizontală cu a punctului M . Proiecțiile pe orizontală a segmentelor MM_1' și $M_1'M_2'$ sunt egale și:

$$MM_2' = H_1 = \frac{H}{2} \cos \varphi + \frac{H}{2} \cos \varphi = H \cos \varphi \quad [2.28]$$

Se obține în acest fel un număr generator redus similar cu [2.18]. Distanța orizontală rezultă:

$$D = kH_1 = 100 H \cos \varphi \quad [2.29]$$

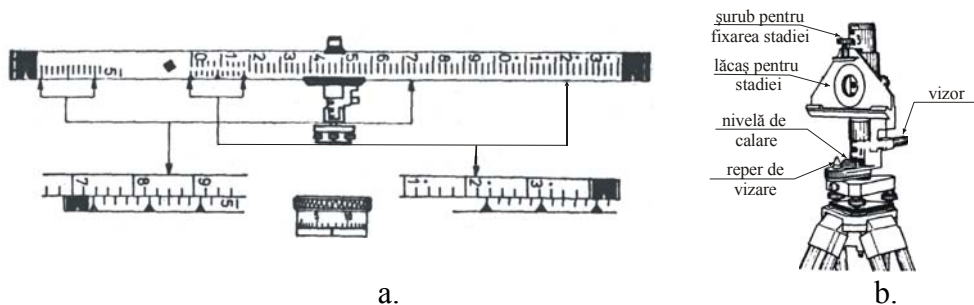


Figura 2.14 Tahimetrul Redta 002 Zeiss: a- stadia, b- suportul stadiiei

Exemplu de citire: cu vernierul exterior: $d = (50 + 72 + 7 \times 0,2)m = 123,4m$;
 cu vernierul interior: $d = (122 + 7 \times 0,2) = 123,4m$; la aceste citiri se adaugă cm și mm de pe tambur: 7,5cm

Tahimetrul Redta 002 (cel mai răspândit la noi) are o stadie care se montează orizontal, la înălțimea aparatului și perpendicular pe axa de viză; în acest scop se folosește un trepied prevăzut cu o ambază și un suport reglabil care are șuruburi de fixare, nivelă, vizor (figura 2.14b). Stadia (figura 2.14a) se vizează cu linia separatoare a obiectivului între gradații și vernier. Vernierul este vizat astfel prin pana deviatoare și imaginea lui este aruncată pe stadie funcție de distanța până la aparat. Acționând un tambur gradat se realizează coincidența între o gradație a vernierului și una a stadiiei. Există un vernier exterior, cu care se citesc distanțe între 50m și 180m și altul interior, cu care se citesc distanțe între 0 și 130m. Metrii și decimetrii se citesc la stadie, iar centimetrii și milimetrii la tamburul gradat.

Din punctul de vedere al diferenței de nivel, aparatul nu este autoreductor, dar în câmpul lunetei se poate citi direct cotangenta unghiului zenital cu 4 zecimale, urmând ca la birou să se efectueze înmulțirea cu o relație de tipul [2.19].

2.2.3.3. Dispozitivul Bala cu teodolit

Este un exemplu de măsurare paralactică a distanțelor (figura 2.15 a). Dispozitivul Bala se compune dintr-o stadie specială și un teodolit de precizie, cu care se măsoară în teren unghiul 2γ . Stadia este formată din două tuburi de aluminiu în interiorul cărora se găsește un fir de invar întins de un resort (figura 2.15b). La capete există două panouri de vizare între care distanța este de exact 2m. Stadia se montează pe trepied în poziție orizontală și perpendiculară pe direcția de viză.

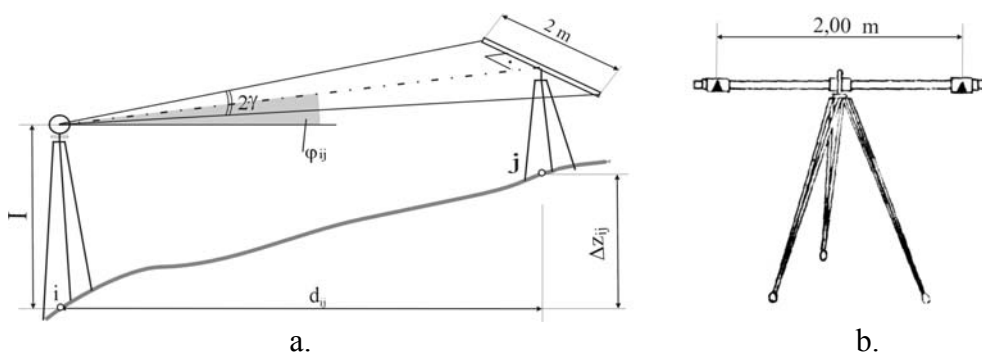


Figura 2. 15. Dispositivul Bala: a- principiul de măsurare, b- stadia Bala

Cunoscând unghiul 2γ , distanța orizontală rezultă cu relația:

$$d = 1m \cdot ctg\gamma \quad [2.30]$$

Distanța orizontală rezultă direct pentru că unghiul 2γ reprezintă unghiul diedru al planelor verticale care conțin cele două vize, adică este unghi orizontal. Stadia este însoțită de tabele care dau distanța orizontală funcție de unghiul 2γ măsurat.

Dacă se dorește și determinarea diferenței de nivel, stadia trebuie instalată la o înălțime egală cu a aparatului, se măsoară unghiul vertical și se calculele se fac folosind relația [2.19].

2.2.4. Telemetre

La această categorie de instrumente numărul generator se citește pe o riglă gradată care este în aparat. În punctul la care vizăm se poate instala un simplu semnal (jalon vertical) sau, uneori, chiar obiectul vizat poate fi semnal. Dintre telemetrele topografice, cel mai răspândit este BRT – 006 Zeiss (figura 2.16).

Schema optică a instrumentului (figura 2.17) arată că razele care vin de la punctul vizat A sunt deviate la observator cu un unghi drept de o prismă mobilă P2, care acoperă jumătatea inferioară a câmpului de viză și apoi cu unghiul $100gon + \gamma$ de o prismă fixă, care acoperă jumătatea inferioară a câmpului. Lungimea riglei gradate este de 30cm. Distanța înclinată este dată de relația:

$$L = H ctg\gamma \quad [2.31]$$

Unghiul de deviere se alege de o valoare pentru care $ctg\gamma = 100$ sau $ctg\gamma = 200$, ajungându-se în acest mod la relațiile cunoscute, de tipul [2.15].

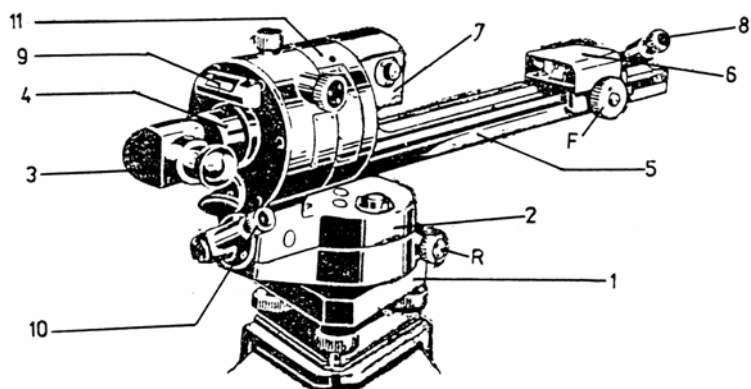


Figura 2.16. Telemetrul BRT-006 Zeiss: 1. ambază, 2- alidadă, 3- ocularul lunetei, 4- manșon focusare, 5- rigla gradată, 6- prismă mobilă inferioară, 7- prismă fixă superioară, 8- micrometrul riglei gradate, 9- nivelă torică, 10- micrometrul de citire a unghiurilor, 11- parte ce se poate roti în plan vertical, R- șurub reiterator, F- șurub de fină deplasare pe rigla gradată a prisme mobile

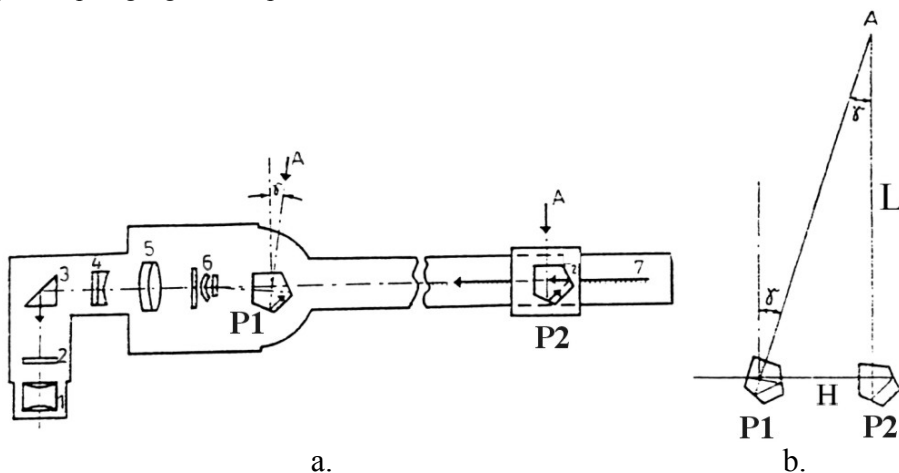


Figura 2.17. Telemetrul BRT-006 Zeiss: a- schemă optică: 1- lentile ocular, 2- plan reticul, 3- prismă deviatoare, 4- lentilă focusare, 5- lentile obiectiv, 6- dispozitiv autoreductor, 7- rigla gradată, P1- prismă fixă superioară, P2- prismă mobilă inferioară, b- geometria măsurătorii: H- număr generator, L- distanța măsurată

Măsurarea distanței se face diferit după cum se dorește obținerea distanței orizontale sau înclinată și după cum mărimea acesteia este mai mare sau mai mică de 60m. Instrumentul este prevăzut cu un sistem reductor, care poate fi cuplat (poziția „mit”) sau decuplat (poziția „ohne”). Acest sistem realizează reducerea unghiului „ γ ” cu valoarea „ $\gamma \cos \varphi$ ” odată cu înclinarea lunetei cu unghiul φ . Determinarea numărului generator se face pe rigla gradată, după ce s-au suprapus, prin deplasarea prisme mobile, cele două semi-imagini (figura 2.18a și b). Definitivarea coincidenței se face cu mișcarea fină a prisme, iar numărul generator se citește la micrometru

(figura 2.18c). Dacă în punctul A există un detaliu liniar vertical (colțul unei clădiri, stâlp, arbore etc), acesta servește la măsurare și nu mai este necesară instalarea unui alt semnal. Distanța se determină ținând cont de varianta care s-a ales pentru constanta stadimetrică (100 sau 200). În acest mod se pot determina distanțe de până la 60m (30cmx200).

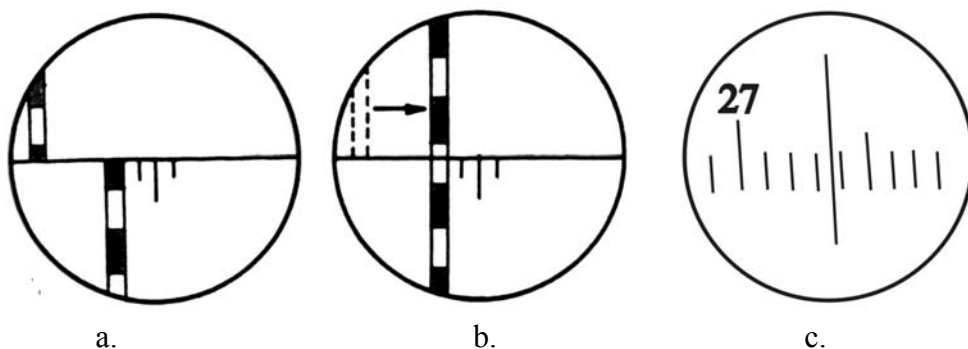


Figura 2.18. Imagini în câmpul lunetei la BRT-006: a- imaginea inițială, b- imagine după realizarea coincidenței, c- citirea numărului generator ($H = 27,37$)

Distanțele mai mari se măsoară folosind semnale suplimentare. Pentru distanța între 60 și 90m se utilizează placa BRT 60-90 respectiv mira auxiliară BRT 60-180 pentru distanțe până la 180m. Acestea fac însă ca randamentul să scadă în teren față de tahimetrele clasice sau autoreductoare. Telemetrele se utilizează în special pentru măsurători în locuri aglomerate (orașe, unități industriale), unde aproape toate punctele vizate sunt deja semnalizate prin liniile verticale pe care le conțin.

2.2.5. Precizia măsurării optice a distanțelor

Există o mare varietate de tipuri de instrumente care determină distanța pe cale optică: tahimetre stadimetre, autoreductoare, telemetre. Precizia determinării este dată de erorile sau greșelile care pot însoți elementele măsurate.

Greșelile au ca principală cauză neatenția operatorului, a ajutorului care înscrie datele în carnet, necunoașterea instrumentelor sau a metodelor de lucru. Ele se pot elimina prin citirea valorilor în ambele poziții ale lunetei sau dus și întors (spre înainte și spre înapoi). În cazul când erorile nu au fost depistate în teren prin control, este necesară refacerea măsurătorilor.

Erorile care apar pot fi sistematice sau întâmplătoare și pot fi comune tuturor categoriilor de instrumente sau specifice fiecărui tip în parte.

Dintre *erorile comune* sunt de reținut cazurile în care constanta aparatului are alte valori decât cele nominale (50, 100, 200) și eroarea datorată refracției atmosferice.

În primul caz, eventualele diferențe se datorează modificărilor mici ale unor elemente constructive care participă la calculul constantei stadimetrice, conform relației [2.14]. Eroarea comisă este una sistematică și ea se depistează măsurând într-un teren orizontal un număr de distanțe, dintr-un punct dat, pe cale directă, când rezultă: $d_{1,d}, d_{2,d}, \dots$. Aceleași distanțe se măsoară optic, cu instrumentul instalat în punctul dat, rezultând $d_{1,o}, d_{2,o}, \dots$. Dacă sistematic erorile determinate cu relația:

$$e_i = d_{i,o} - d_{i,d} \quad [2.32]$$

sunt de același semn, aparatul poate avea o constantă stadimetrică diferită de o valoare rotundă și este indicată verificarea lui într-un laborator specializat.

Eroarea datorată refracției atmosferice apare atunci când viza parcurge pe distanțe mari straturi de densitate diferită, datorită încălzirii inegale a aerului (miraj), în special aproape de pământ. Eroarea se elimină prin vizare la stadie la înălțimi mai mari de 1m.

Erorile tahimetrelor cu fire (stadimetre, autoreductoare) sunt datorate în principal citirii numărului generator și neverticalității stadiiei.

Numărul generator H se citește între firele stadimetrice proiectate pe stadie. Dacă „e” este eroarea de citire la un fir, la cele două fire rezultă $e\sqrt{2}$. Eroarea medie, m_d , care însoțește măsurarea distanței $d = 100H$ este:

$$m_d = 100 e\sqrt{2} \quad [2.33]$$

Eroarea relativă la distanța măsurată, definită ca raport între eroarea produsă și valoarea de referință a distanței măsurate, este:

$$m_{rel} = \pm \frac{m_d}{d} = \frac{100e\sqrt{2}}{d} = \pm 100\sqrt{2} \left(\frac{1}{3184 \cdot M} \text{ rad} \right) = \pm \frac{1}{22,5M} \quad [2.34]$$

În relația [2.34] valoarea e/d se numește acuitate a vederii normale și reprezintă unghiul minim sub care ochiul operatorului mai poate distinge două linii paralele, apropiate. Pentru ochiul uman normal, valoarea acuității este de circa 2° , adică circa $1/3184$ radiani. Dacă imaginea este apropiată aparent de o lunetă a cărei putere de mărire este de Mx , acuitatea crește cu această valoare (unghiul minim scade). Pentru diverse puteri de mărire se obține:

$$m_{rel} = \pm \frac{1}{450}, \quad \text{pentru } M = 20x \quad [2.35a]$$

$$m_{rel} = \pm \frac{1}{675}, \quad \text{pentru } M = 30x \quad [2.35b]$$

Practic, cele două relații dau eroarea relativă comisă la măsurarea distanței: de $\pm 10\text{cm}$ la 45m sau $\pm 20\text{cm}$ la 90m sau $\pm 22\text{cm}$ la 100m pentru cazul $M = 20x$, respectiv $\pm 10\text{cm}$ la 67m sau $\pm 20\text{cm}$ la 135m pentru $M = 30x$.

Eroarea datorată neverticalității stadii face ca unghiul dintre stadia reală și cea virtuală (figura 2.8.c) să fie diferit de φ (devine $\varphi + \Delta\varphi$), ceea ce conduce și la o altă distanță înclinată [2.16], $l + \Delta l$. Eroarea Δl se obține prin diferențierea relației [2.16]:

$$\Delta l = -kH \sin \varphi \frac{\Delta \varphi^{cc}}{\rho^{cc}}, \quad [2.36]$$

iar eroarea relativă se obține prin raportarea la lungimea totală:

$$m_{rel} = \frac{\Delta l}{l} = -\frac{kH \sin \varphi \Delta \varphi^{cc}}{kH \cos \varphi \cdot \rho^{cc}} = -\text{tg} \varphi \frac{\Delta \varphi^{cc}}{\rho^{cc}} \quad [2.37]$$

Relația arată că eroarea relativă crește odată cu panta terenului ($\text{tg} \varphi$) și cu eroarea de verticalitate a stadii ($\Delta \varphi$). Acest fapt impune folosirea nivelelor sferice de verticalizare a stadii. De panta terenului în care se lucrează se ține cont în stabilirea toleranțelor la măsurarea distanței.

În ansamblu, cele două erori amintite fac ca măsurarea distanțelor folosind tahimetre stadimetre sau autoreductoare să se limiteze la $100 - 120\text{m}$ pentru puteri de mărire de 20 respectiv $30x$.

La tahimetrele care folosesc stadii orizontale (tahimetrul cu refracție sau dispozitivul Bala) erorile sunt în principal cele comise la citirea bazei orizontale (număr generator) sau a unghiului stadimetric (figura 2.19).

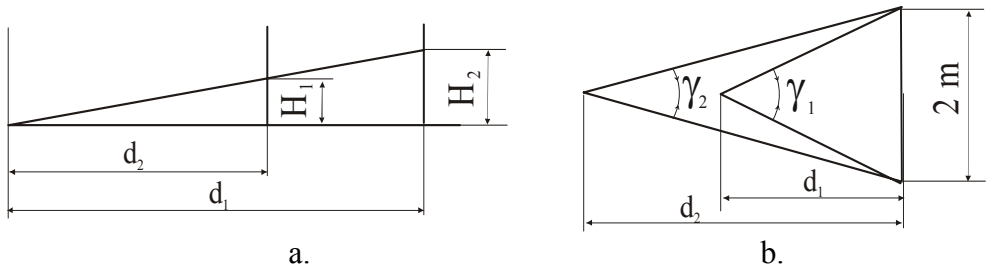


Figura 2.19. Scheme de calcul ale erorilor: a- la tahimetre cu refracție, b- la dispozitivul Bala cu teodolit de precizie

Pentru că unghiul γ are valori mici, se poate scrie succesiv:

$$\text{tg} \gamma \cong \sin \gamma = \gamma^{cc} \sin 1^{cc}; \quad \frac{\gamma^{cc}}{\rho^{cc}} = \frac{H}{d} \quad [2.38]$$

$$d = H \frac{\rho^{cc}}{\gamma^{cc}} \quad [2.39a]$$

$$\gamma^{cc} = \frac{H}{d} \rho^{cc} \quad [2.39b]$$

La tahimetrele cu refracție, când $\gamma = \text{constant}$ și $H = \text{variabil}$, distanța este funcție de H și expresia erorii comise, m_d , provine din derivarea relației [2.39a] și înlocuirea lui γ din [2.39b]:

$$m_d = \frac{\rho^{cc}}{\gamma^{cc}} m_H = \frac{\rho^{cc} d}{H \gamma^{cc}} m_H = \frac{d}{H} m_H \quad [2.40]$$

Eroarea relativă la măsurarea distanței este:

$$m_r = \frac{m_d}{d} = \frac{m_H}{H} \quad [2.41]$$

Din relațiile de mai sus se desprind o serie de concluzii practice:

- eroarea comisă este proporțională cu distanța măsurată, d ,
- eroarea relativă nu este funcție de distanța măsurată.

La aceste tipuri de instrumente se poate conta ca precizie pe 1,5 cm la 100m, precizie comparabilă cu a măsurării directe. Instrumentele pot lucra în condiții de precizie bună până la circa 170m.

În cazul dispozitivului Bala, când $H = \text{constant}$ (2,00m) și γ este variabil, distanța este funcție de unghiul γ , iar expresia erorii comise, m_d , provine din derivarea relației [2.39a]:

$$m_d = -H \frac{\rho^{cc}}{\gamma^2} m_\gamma = -H \frac{\rho^{cc} m_\gamma}{\left(\frac{H}{d} \rho^{cc}\right)^2} = -\frac{d^2}{H \rho^{cc}} m_\gamma \quad [2.42]$$

$$m_r = \frac{m_d}{d} = \frac{d}{H \rho^{cc}} m_\gamma \quad [2.43]$$

Din relațiile de mai sus se pot reține următoarele concluzii cu caracter practic:

- expresia erorii este direct proporțională cu pătratul distanței,
- eroarea relativă depinde de distanță

Practic, dispozitivul Bala asigură precizii de $\pm 1\text{cm}$ la 50m, $\pm 3\text{cm}$ la 100m și $\pm 15\text{cm}$ la 250m.

În cazul telemetrelor, care lucrează după același principiu ca și al tahimetrelor cu refracție, precizia depinde în primul rând de modul în care se realizează coincidența imaginilor semnalului vizat. (figura 2.18). Precizia scade când se folosește constanta stadimetrică 200, astfel încât majoritatea autorilor indică nerealizarea preciziei scontate de constructor, de $\pm 6\text{cm} / 100\text{m}$.

2.3. Măsurarea distanțelor prin unde

2.3.1. Generalități, principiul măsurării prin unde a distanțelor

Distanțele se pot măsura și folosind unde din spectrul electromagnetic, ca purtător al semnalului de măsurare. Semnalul de măsurare se grezează pe unda purtătoare prin modificarea unui parametru (amplitudine, frecvență). Această categorie de instrumente este de apariție relativ recentă față de instrumentele optice, realizările în domeniu fiind urmare a succeselor din electronică, microelectronică și informatică.

Instrumentele de acest tip folosite în mod curent în prezent au adus muncii în domeniu îmbunătățiri importante din punctul de vedere al preciziei și randamentului lucrărilor. Gama mare de distanțe pe care le măsoară face ca ele să poată fi folosite deopotrivă la lucrări de îndesire a rețelei geodezice, dar și la lucrările curente de ridicare în plan.

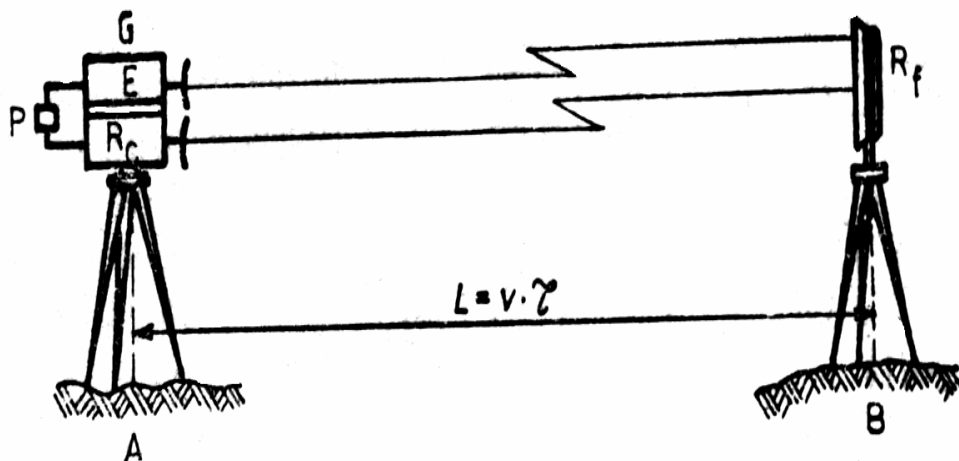


Figura 2.20. Principiul măsurării distanțelor prin unde electromagnetice

Dacă se dorește măsurarea distanței înclinată AB (figura 2.20), în A se instalează o unitate electronică, G, iar în B o prismă reflectoare, Rf. Unitatea electronică cuprinde în principal un emițător de unde, E, un

receptor, R_c și un dispozitiv, P , capabil să analizeze simultan faza unei emise și a unei reflectate și să determine defazajul dintre ele.

Undele plecate din E sunt reflectate de R_f și primite de receptorul R_c , unde prezintă o întârziere de $2\tau = t - t_0$ față de momentul emiterii, necesară parcurgerii dus – întors a distanței AB :

$$L = v\tau; \quad [2.44]$$

Viteza de propagare a unei este funcție de caracteristicile fizice ale mediului parcurs:

$$v = c/n \quad [2.45]$$

unde „ c ” este viteza de propagare a unei în vid, iar „ n ” este indicele de refracție al undelor în mediul respectiv.

Practic, timpul „ τ ” este mai greu de cuantificat, întrucât este foarte mic, așa încât distanța se poate deduce și prin intermediul altor elemente, ce pot fi cuantificate mai precis. În mod curent se folosește *procedeul fazic*, în care se determină diferența de fază dintre unda emisă și cea recepționată. Notând t și t_0 momentele corespunzătoare emisieii respectiv recepției, cu f_m și φ_0 frecvența modulatorie respectiv unghiul de fază al oscilației, fazele unei sunt:

$$\theta_0 = 2\pi f_m t_0 + \varphi_0 \quad ; \quad \theta = 2\pi f_m t + \varphi_0 \quad [2.46]$$

Defazajul între unda recepționată și cea emisă este:

$$\Delta\theta = \theta - \theta_0 = 2\pi f_m (t - t_0) = 4\pi f_m \tau \quad [2.47]$$

unde $2\pi f_m$ are semnificația vitezei unghiulare, iar $(t - t_0) = 2\tau$ este timpul necesar parcurgerii dus – întors a distanței AB .

Diferența de fază se compune dintr-un număr întreg de perioade, n , și o fracțiune de perioadă, φ , care este măsurată de dispozitivul P :

$$\Delta\theta = n2\pi + \varphi \quad [2.48]$$

Dacă în relația [2.47] se înlocuiește timpul τ cu valoarea rezultată din [2.44], rezultă în final valoarea distanței înclinate între A și B :

$$n2\pi + \varphi = \frac{4\pi f_m L}{v} \quad [2.49a]$$

$$L = \frac{v(2\pi n + \varphi)}{4\pi f_m} \quad [2.49b]$$

2.3.2. Tipuri de instrumente

Există o gamă diversă de astfel de instrumente, dat fiind că toate firmele constructoare au modele de acest tip. Clasificarea lor se poate face după mai multe criterii:

- după *tipul undelor* din spectrul electromagnetic folosite, există aparate ce utilizează ca semnal purtător microundele radar, numite radiotelemetre (pot măsura ziua și noaptea, chiar și în condiții grele de mediu) și instrumente ce folosesc radiații din spectrul vizibil sau infraroșu, numite telemetre electrooptice (măsoară în condiții atmosferice bune),

- după *metoda* de măsurare, pot fi instrumente fazice, funcționând după procedeul descris mai sus, sau cu impulsuri, când se măsoară direct timpul τ , după relația [2.44],

- după parametrul modulat al undei, instrumentele fazice pot fi cu modulare de frecvență (denumite telemetre) sau de amplitudine (geodimetre),

- după mărimea distanței măsurate, instrumentele pot fi pentru distanțe mici, decimetrice sau pentru distanțe mari, topografice și geodezice (sute de metri, km).

Dispozitivele care măsoară distanța prin unde sunt aproape intrate în uzul curent prin inițialele din limba engleză **EDM** (Electronic Distance Meter = Măsurare Electronică a Distanței), iar instrumentele în care sunt incluse, folosite curent în aplicațiile topografice și geodezice, sunt cunoscute ca **EDMI** (Electronic Distance Measuring Instrument(s) = Instrument(e) pentru Măsurarea Electronică a Distanței).

Literatura de specialitate străină, prin publicațiile de specialitate editate în limbile producătorilor de instrumente (engleză, germană) a impus denumirea generică de *stații totale* sau *stații inteligente* pentru toate aparatele care folosesc măsurarea distanțelor prin unde.

După *modul de construcție*, stațiile totale pot fi:

- *stații totale optice*, rezultate din combinația dintre un teodolit clasic sau digital și un dispozitiv EDM laser sau infraroșu (figura 2.21). Configurația lor poate fi modulară sau unitară. Cele cu aspect unitar oferă precizii ridicate atât pentru măsurarea distanței, cât și a unghiurilor, iar cele modulare pot avea precizii variabile pentru unghiuri;

- *stații totale electronice*, cuprinzând un teodolit electronic și un EDM în infraroșu. Acest tip de instrument (figura 2.22a) a devenit unul standard, fiind dotat cel puțin cu compensator pentru verticalizarea automată a eclimetrului și cu soft pentru unele calcule primare, acoperind majoritatea cerințelor din topografie și geodezie. Ele sunt cu atât mai eficiente atunci când li se atașează memorii colectoare de date, care înlocuiesc carnetele manuale de teren (nu și schița!), în acest context fiind pe deplin justificată denumirea de stații „totale”;

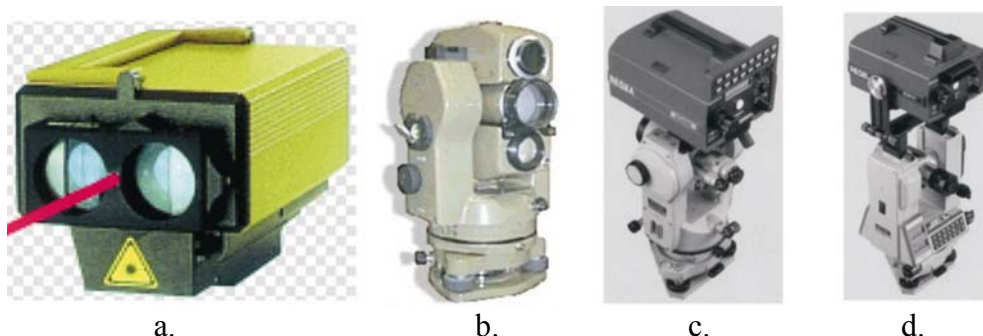


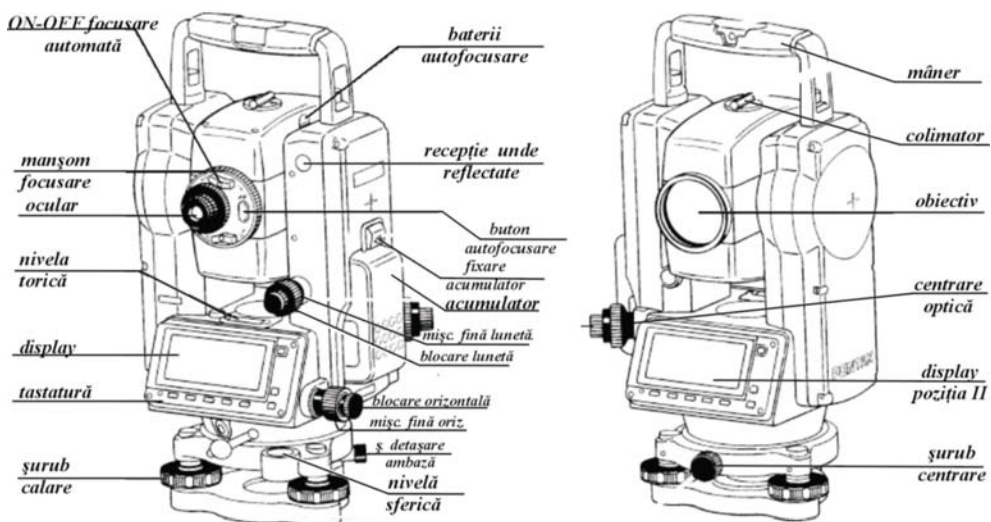
Figura 2.2.1. Stații totale optice: a- distomat Wild, b- distomat Kern + teodolit clasic, c- distomat Sokisha + teodolit clasic, d- distomat Sokisha + teodolit electronic

- *stații totale motorizate*, acest tip (figura 2.22b) având în plus față de cele anterioare două caracteristici:

- vizarea manuală este înlocuită de dispozitive mecanice automotoare, capabile să se orienteze singure spre prisma reflectoare, sau chiar să-i urmărească mișcarea în teren

- telescopul optic este înlocuit cu unul electronic

Fără îndoială, caracteristicile acestor aparate, legate de precizia de măsurare, de gama largă de lucrări pentru care pot fi folosite, de randamentul din teren și de posibilitatea prelucrării automate a datelor la birou, fac din stațiile totale instrumentele care s-au impus și se vor impune în lucrările topografice și geodezice.



a.



b.



c.

Figura 2.22. stații totale: a- stație electronică, b- stația motorizată TPS 1000 Leica, c- dispozitiv de telecomandă a stației motorizate

CAPITOLUL 3

DETERMINAREA DIFERENȚELOR DE NIVEL

3.1. Suprafețe de nivel, cote, diferențe de nivel

Ansamblul operațiunilor de determinare a diferențelor de nivel și a cotelor poartă denumirea de nivelment sau altimetrie. Determinarea se poate face prin măsurători directe sau indirecte și în funcție de diferențele de nivel se pot determina cotele punctelor și reprezenta relieful terenului.

La nivelul scoarței terestre, fiecărui punct îi corespunde un anumit potențial gravitațional. Prin *suprafață de nivel* se înțelege locul geometric al punctelor care au același potențial gravitațional (figura 3.1). Suprafețele de nivel au proprietatea că sunt în orice punct perpendiculare pe direcția orizontalei locului, dată de firul cu plumb.

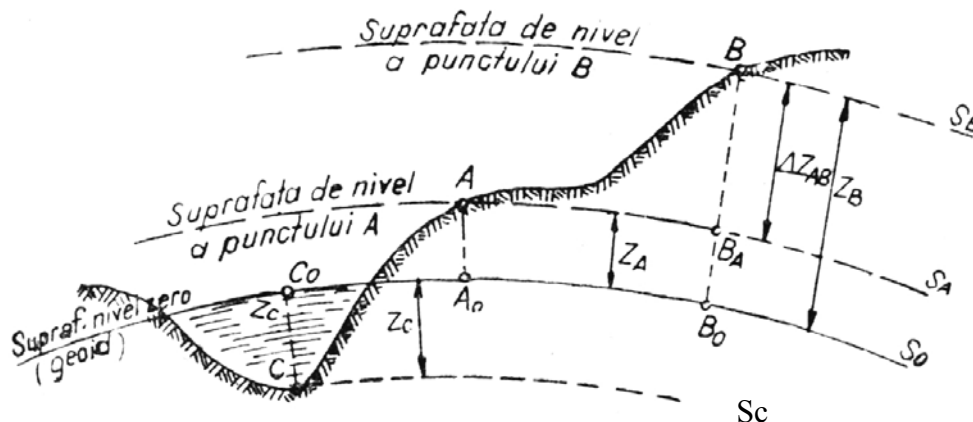


Figura 3.1. Suprafețe de nivel

Suprafața liniștită a mărilor și oceanelor deschise (care comunică între ele) poartă numele de *geoid* sau *suprafață de nivel zero* și prezintă importanță pentru topografie și geodezie, întrucât este considerată ca suprafață de referință.

La nivelul întregului glob, valoarea accelerației gravitaționale este variabilă în principal funcție de latitudine și altitudinea față de nivelul mării. Din cauza acestei variații, suprafețele de nivel nu sunt paralele și concentrice. Fiind echipotențiale, toate punctele de pe aceeași suprafață „i” sunt caracterizate de aceeași energie potențială, $E_i = h_i g_i$, iar cele de pe suprafața „j” de energia $E_j = h_j g_j$. Lucrul mecanic necesar trecerii de pe o

suprafață pe alta este același în cazul în care punctele „i” și „j” sunt situate la latitudini diferite:

$$L = m \cdot g_i \cdot h_i = m \cdot g_j \cdot h_j \quad [3.1]$$

Cum $g_i \neq g_j$ rezultă că și drumurile parcurse sunt diferite ($h_i \neq h_j$) și că suprafețele de nivel nu sunt paralele: distanța este mai mare la ecuator și minimă la poli (fig. 3.2).

Poziția în înălțime a unui punct de pe scoarța terestră se exprimă în raport cu distanța până la alte suprafețe de nivel. Distanța între două suprafețe de nivel, măsurată după direcția verticalei locului, se numește cotă. Dacă suprafețele de nivel sunt oarecare, atunci cota se numește cotă relativă (de exemplu, în figura 3.1., ΔZ_{AB} este cota punctului B relativă la A, sau în funcție de cota punctului A). Dacă una din suprafețe este considerată chiar aceea de nivel zero (geoidul), atunci cota se numește cotă absolută. Cotele absolute pot fi situate deasupra geoidului (*cote altimetrice*), de exemplu Z_A , Z_B , sau dedesubt, caz în care se numesc *cote batimetrice*, de exemplu Z_C (figura 3.1).

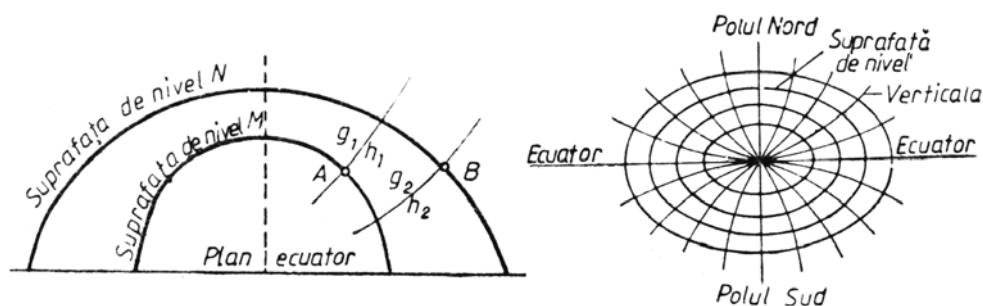


Figura 3.2. Neparalelismul suprafețelor de nivel

La noi în țară, de-a lungul timpului s-au folosit mai multe suprafețe considerate de referință. Înainte de sistemul adoptat în prezent, s-a folosit drept sistem de referință nivelul mediu al Mării Baltice (reperul Kronstadt). Începând din anul 1975 s-a adoptat sistemul de cote *Marea Neagră zero 1975*, în care cota de referință s-a atribuit nivelului mediu multianual al Mării Negre, marcându-se printr-un reper (punct reper zero fundamental) aflat în portul Constanța. Pornind de la acest punct s-a stabilit poziția pe verticală a tuturor punctelor din teritoriul național. Între actualul sistem de referință și cel anterior există legătura:

$$„0” \text{ Marea Neagră (MN)} = „0” \text{ Marea Baltică (MB)} - 0,3124\text{m} \quad [3.2]$$

În măsurătorile topografice curente, extinse pe distanțe relativ mici, de ordinul zecilor de kilometri, suprafețele de nivel se pot aproxima ca fiind sfere paralele și concentrice (figura 3.3a), verticalele fiind convergente spre centrul sferei. Pe suprafețe mai restrânse de teren, suprafețele de nivel se pot considera chiar ca plane orizontale, iar verticalele paralele între ele (figura 3.3b). Diferența de nivel servește în acest caz la determinarea poziției în înălțime a punctelor, întrucât cota unui punct nou se află din cota unui punct vechi la care se adaugă diferența de nivel, ca în [3.3]. *Semnul* diferenței de nivel se consideră pozitiv când între punctele considerate terenul urcă (de la A la B) și negativ când terenul coboară (de la B la A).

$$Z_A + \Delta Z_{AB} = Z_B \quad [3.3]$$

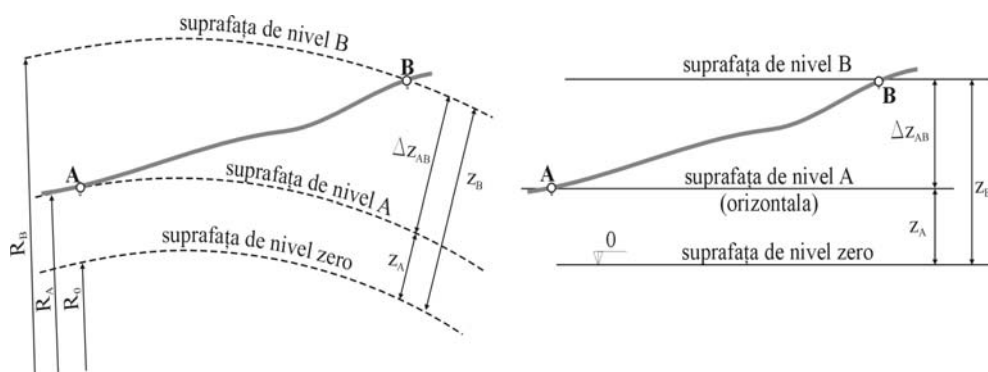


Figura 3.3. Aproximarea suprafețelor de nivel: a- cu sfere concentrice, b- cu plane paralele

3.2. Influența curburii Pământului și a refracției atmosferice asupra diferenței de nivel

Întrucât în topografie, pentru determinarea cotelor și a diferențelor de nivel, se folosesc aparate care construiesc vize și plane orizontale, la distanțe mari nu se mai păstrează paralelismul dintre suprafața de nivel și orizontala locului. În acest caz este necesară aducerea de corecții mărimilor măsurate.

Corecția de curbura se poate deduce din figura 3.4, în care suprafețele de nivel s-au considerat sfere concentrice. Diferența de nivel reală între suprafața de nivel a punctului A (caracterizat de raza R_A) și aceea a punctului B (caracterizat de R_B) este ΔZ_{AB} . Aparatul instalat în A creează nivelul orizontal din A, iar la distanța orizontală „d” corecția de adus este c_1 . Cu notațiile din figură se poate scrie:

$$R_A^2 + d^2 = (R_A + c_1)^2; \quad c_1(c_1 + 2R_A) = d^2; \quad c_1 = \frac{d^2}{2R_A + c_1}$$

$$c_1 = \frac{d^2}{2R} \quad [3.4]$$

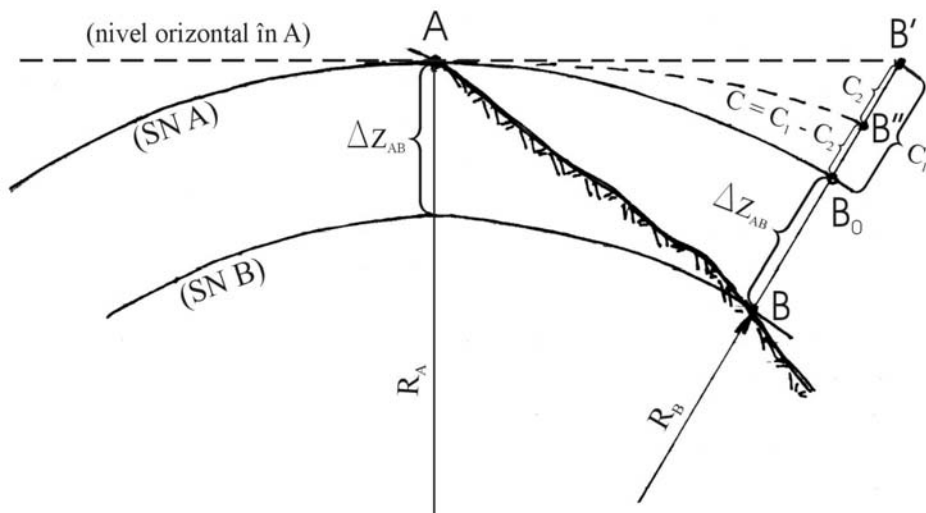


Figura 3.4. Corecția de curbură și refracție atmosferică pentru diferența de nivel

Ultima relație arată dependența corecției de pătratul distanței dintre puncte și s-a putut scrie sub această formă ținând cont că valoarea c_1 se poate neglija, fiind mult mai mică decât raza Pământului.

Corecția datorată refracției se bazează pe faptul că lumina suferă o deviație (în sensul îndepărtării de la normală) când trece dintr-un mediu mai dens într-altul mai puțin dens, așa cum este cazul străbaterii straturilor de aer din ce în ce mai îndepărtate de suprafața terestră. În acest caz, viza între A și B' este deviată în punctul B'' cu o cantitate c_2 măsurată pe direcția normalei în B. Valoarea c_2 se numește *corecție de refracție* (corecție datorată refracției atmosferice) și se poate scrie sub o formă asemănătoare cu aceea de curbură:

$$c_2 = k \frac{d^2}{2R} \quad [3.5]$$

Valoarea „k” se numește *coeficient al refracției atmosferice* și este în funcție de presiune, umiditate, temperatură. Efectiv, valoarea acestui coeficient este corect cunoscută numai în cazul în care vizele duse sunt înalte (peste 4 – 6 m deasupra solului). Astfel (figura 3.5), se poate considera $k = 0,115$ între orele 10 și 14 și $0,145$ între orele 7-9 și 15-17. Pentru cazul în care vizele au traseul apropiat cu acela al suprafeței terestre pe distanțe mari,

valoarea coeficientului k nu se poate determina, făcând inutilizabilă relația [3.5].

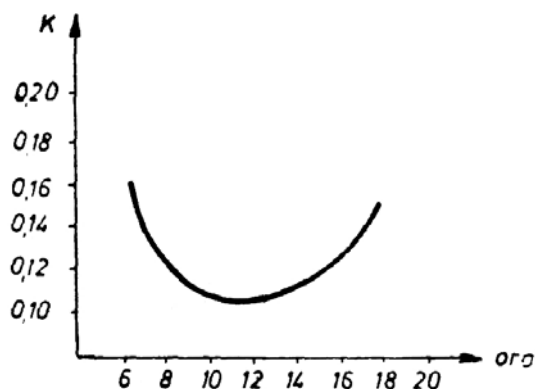


Figura 3.5. Variația diurnă a coeficientului de refracție, k , pentru vize înalte

Corecția totală se poate scrie, conform figurii 3.4:

$$c = c_1 - c_2 = (1 - k) \frac{d^2}{2R} \quad [3.6]$$

Valoarea ei este pozitivă, întrucât valorile lui k sunt de cel mult 0,16. Se observă variația funcție de pătratul distanței orizontale. Variația cu distanța „ d ” a corecției totale din relația [3.6] arată că, până la 400m, valorile sunt sub 1 cm, putându-se neglija întrucât sunt mai mici decât erorile comise inerent. Peste 400m, în nivelment distanțele se consideră „mari” și valoarea corecției nu se mai neglijează. În tabelul 3.1. sunt date valori ale corecției de ansamblu, c , valabile între orele arătate și pentru vize înalte.

Tabelul 3.1. Valorile corecției „ c ” de adus diferenței de nivel în funcție de distanța orizontală (după N. Boș, 1993).

Orele 10-14, $k = 0,115$				Orele 7-9 și 15-17, $k = 0,145$			
d (m)	c (m)	d (m)	c (m)	d (m)	c (m)	d (m)	c (m)
300	0,006	3500	0,850	300	0006	3500	0,821
400	0,011	4000	1,110	400	0011	4000	1,072
500	0,017	4500	1,405	500	0017	4500	1,357
600	0,025	5000	1,734	600	0024	5000	1,675
800	0,044	5500	2,198	800	0043	5500	2,027
1000	0,069	6000	2,497	1000	0067	6000	2,413
1500	0,156	7000	3,399	1500	0151	7000	3,284
2000	0,277	8000	4,440	2000	0268	8000	4,280
2500	0,434	9000	5,619	2500	0419	9000	5,428
3000	0,624	10000	6,937	3000	0603	10000	6,702

3.3 Principii de nivelment (modalități de determinare a diferenței de nivel)

Diferența de nivel dintre două puncte A și B, definită în topografie ca distanța între planele horizontale care conțin cele două puncte, se poate determina pe mai multe căi.

Nivelmentul direct (geometric) este acela în care diferența de nivel se determină cu ajutorul unui instrument (denumit nivel) care asigură o viză orizontală și a două stadii ținute vertical în punctele A și B (figura 3.6a). Valoarea diferenței de nivel este dată de relația:

$$\Delta z_{AB} = a - b \quad [3.7]$$

Acest tip de nivelment asigură o precizie foarte bună și este utilizat în terenuri aproximativ horizontale.

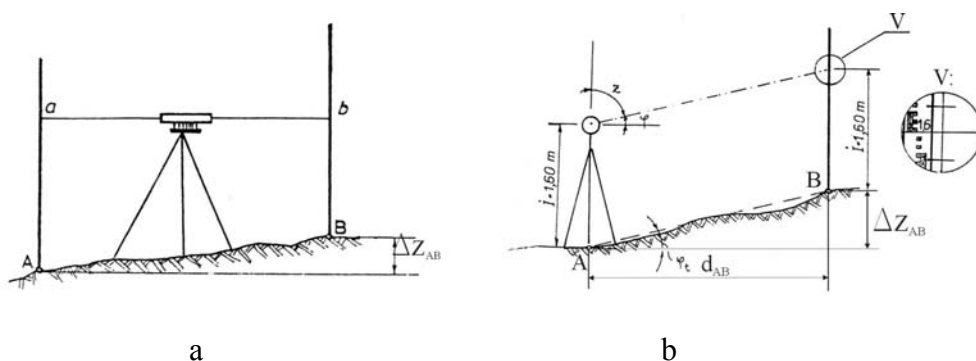


Figura 3.6. Nivelment: a- geometric, b- trigonometric

Nivelmentul indirect (trigonometric) reprezintă o modalitate de determinare a diferenței de nivel în funcție de alte valori (figura 3.6b): distanța orizontală și unghiul de înclinare, φ_{AB} sau zenital, z_{AB} :

$$\Delta z_{AB} = d_{AB} \operatorname{tg} \varphi_{AB} = d_{AB} \operatorname{ctg} z_{AB} = \frac{d_{AB}}{\operatorname{tg} z_{AB}} \quad [3.8]$$

Acest tip de nivelment se poate aplica în orice fel de teren, dar asigură precizii mai slabe decât cel direct.

Nivelmentul barometric are la bază corelația existentă între presiunea atmosferică și altitudinea față de un nivel considerat ca referință (la noi, nivelul Mării Negre). Instrumentele folosite pot fi *barometre* (în cazul când acestea indică doar valoarea presiunii atmosferice) sau *altimetre* (în cazul în care indică altitudinea deasupra mării, pe baza corelației existente între presiune și altitudine). Nivelmentul barometric este un procedeu foarte ușor

și rapid de determinare a cotelor (aproape automat) și apoi a diferențelor de nivel, dar preciziile atinse ($\pm 1-2\text{m}$) îl fac utilizabil în topografie doar cu titlu informativ. El poate fi folosit în acele discipline tehnice sau în acele etape de proiectare unde precizia amintită este suficientă.

Nivelmentul hidrostatic are la bază principiul vaselor comunicante. Instrumentele construite pe acest principiu se compun în general din două tuburi din sticlă, legate între ele printr-un tub de cauciuc. Instrumentele topografice specializate pe determinarea diferențelor de nivel pot atinge precizii de determinare de $\pm 0,01$ mm. Instrumentele, folosite în mod curent pentru transmiterea de cote (mai ales în lucrări de construcții), ating precizii milimetrice.

Nivelmentul fotogrammetric are este o operație în care cotele sau diferențele de nivel se determină pe un model virtual creat cu ajutorul a două imagini fotografice preluate asupra aceluiași peisaj, din locuri diferite. Este o operațiune de mare randament, se execută cu ajutorul unor instrumente specializate, numite stereorestitutoare. Nivelmentul fotogrammetric este maniera curentă folosită pentru obținerea curbelor de nivel pe planuri sau hărți obținute fotogrammetric. Preciziile obținute depind în principal de scara reprezentării și de înălțimea „h” de la care sunt preluate imaginile fotografice, rezultând valori de ordinul a $\pm 0,01 - 0,02 \% h$.

3.4. Nivelmentul geometric (direct)

Nivelmentul geometric este caracteristic determinărilor de precizie și terenurilor aproximativ orizontale și se poate face cu ajutorul unor instrumente care sunt capabile să construiască o viză orizontală sau, prin rotație, un *plan orizontal*. Instrumentele sunt denumite niveluri și sunt diferențiate după precizie și tipul constructiv în instrumente simple, fără lunetă și niveluri propriu-zise, cu lunetă.

3.4.1. Niveluri fără lunetă

Sunt instrumente simple, de precizie bună pentru anumite categorii de lucrări de construcții (transmitere de cote, profile pentru drumuri forestiere, torenți etc).

Lata de nivelment este o riglă gradată (2 - 4 m), de care este prinsă, pe o muchie, o nivelă torică. Nivelă este astfel montată încât direcția orizontalei (când bula este între repere) să fie paralelă cu muchia pe care este amplasată. Un asemenea instrument se poate construi rapid și ușor dintr-o nivelă de zidar (cumpănă, boloboc) atașată la o scândură cu gradații decimetrice și centimetrice (figura 3.7a). Instrumentul se poate folosi pentru

determinarea diferențelor de nivel în profile transversale de drumuri, torenți, șanțuri de colectare și evacuare a apei, folosind o altă riglă gradată (chiar și o stadie) în poziție verticală. Lata se poate folosi și pentru distanțe mai mari, repetând operația de mai multe ori. Datele se înscriu într-un tabel, ca distanțe horizontale și diferențe de nivel (figura 3.7b).

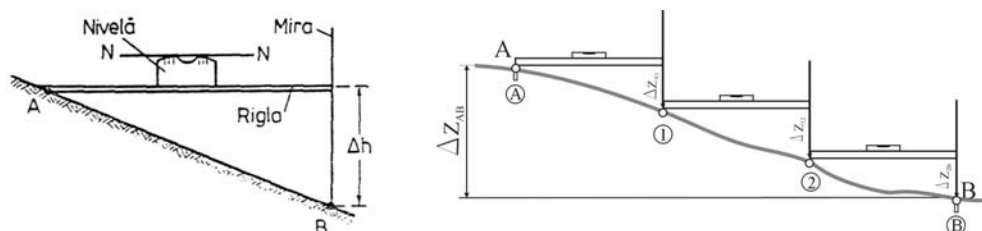


Figura 3.7. Lata de nivelment, folosită: a- la distanțe mici, b- la distanțe mari

Nivelul cu tub de cauciuc este compus din două fiole de sticlă, legate printr-un tub de cauciuc, având până la 50m lungime (figura 3.8). Funcționează pe principiul vaselor comunicante și servește cel mai adesea transmiterii unor cote, mai ales în construcții. Întrucât apa se ridică la același nivel în ambele fiole, se poate construi, prin puncte, un plan de aceeași cotă atunci când unul din capete rămâne fix și celălalt este dus pe diverse părți ale construcției (trasarea cotei unei fundații, a centurilor peste etaje, a nivelului betonului în cofraje etc). Pentru a funcționa corect, trebuie avut grijă ca, la umplerea cu apă, să nu pătrundă complet aerul în tubul de cauciuc.

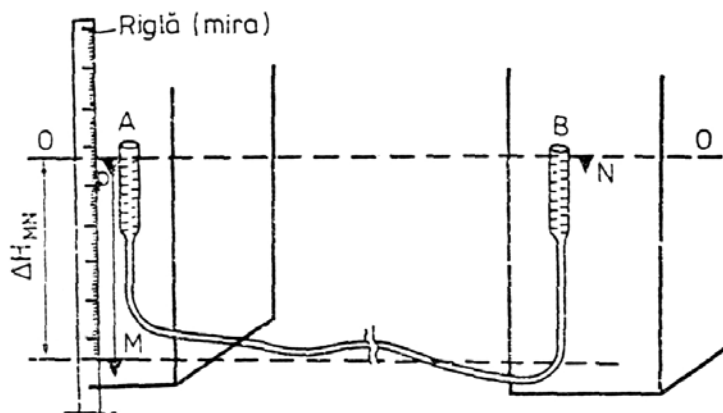


Figura 3.8. Nivelul cu furtun de cauciuc

3.4.2. Niveluri cu lunetă

Nivelurile cu lunetă sunt de fapt instrumentele topografice sau geodezice propriu-zise, care asigură preciziile necesare pentru determinarea diferențelor de nivel. Ele sunt formate, în principiu, dintr-o lunetă, căreia îi este atașată o nivelă sau un sistem pendular. Luneta este prevăzută cu plan reticul, care conține și fire stadimetrice pentru măsurarea optică a distanței. Nivelurile au și cerc orizontal (limb), ceea ce permite folosirea lor, în anumite condiții, și pentru efectuarea de ridicări în plan. Caracteristic nivelurilor este că axa lunetei poate fi adusă în poziție orizontală, determinând, prin rotația lunetei în jurul unei axe verticale, un plan orizontal.

În funcție de modul în care se face orizontalizarea axei de viză, nivelurile cu lunetă pot fi de tip clasic sau compensatoare.

3.4.2.1. Nivelurile clasice

Un nivel clasic este unul la care orizontalizarea riguroasă (precisă) a axei lunetei se face cu ajutorul nivelei torice, fie sub forma ei simplă (figura 1.13), fie ca nivelă de contact (figura 1.15). Instrumentele cu cea mai largă răspândire au în componență și un șurub de fină calare (figura 3.9). Luneta și nivela torică formează un corp comun, fiind prinse de ambază printr-o articulație și șurubul de fină calare. Nivelul are și un ax vertical, în jurul căruia se poate roti și o nivelă sferică, folosită pentru calarea aproximativă.

Condiția de bază pentru funcționarea corectă a nivelului este ca axul de viză, $L-L'$, să fie riguros paralel cu tangenta la nivelă, $T-T'$, când bula se află între repere. Când bula este între repere ($T-T'$ este orizontală), axa de vizare devine și ea orizontală. La nivelurile clasice, *orizontalitatea vizei trebuie verificată la fiecare nouă vizare*, prin verificarea poziției bulei față de repere sau prin verificarea contactului între capete la nivelele de contact.

Nivelurilor clasice li s-au adus o serie de *îmbunătățiri*, care au ca rezultat creșterea preciziei de determinare și a randamentului lucrărilor. Astfel, la unele instrumente, imaginea nivelei de contact este vizibilă într-o oglindă, într-un ocular montat lângă ocularul lunetei sau chiar în câmpul lunetei (figura 3.10). O altă îmbunătățire se referă la măsurarea milimetrilor pe stadia centimetrică (figura 3.11). În fața obiectivului lunetei s-a instalat o lamelă cu fețe plane paralele, cu rolul de deviere a razelor luminoase ce o străbat oblic (figura 1.26 și relația 1.12). Lamela se poate roti prin acționarea unui tambur exterior lunetei, gradat. Acționând tamburul gradat, lamela deviază aparent pe stadiu imaginea firului nivelor până la un centimetru întreg, iar cantitatea x se citește la micrometrul tamburului cu precizia de o zecime de milimetru. În acest fel se îndepărtează subiectivismul operatorului în estimarea milimetrilor. Citirea se compune din cea a centimetrilor întregi,

făcută la stadie și din aceea a milimetrilor și zecimilor, de pe tamburul gradat.

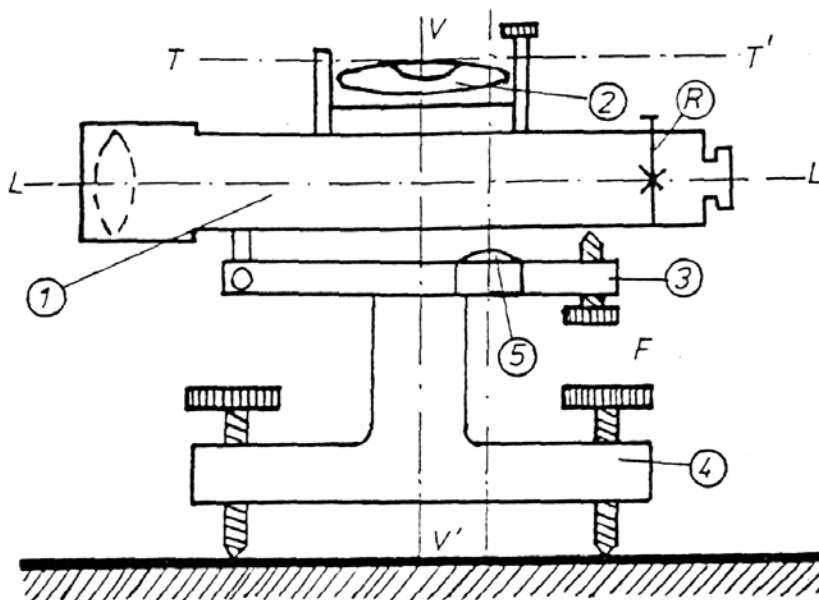


Figura 3.9. Nivelul clasic – schema de principiu, axe

1.- lunetă, 2.- nivelă torică, 3.- alidadă, 4.- ambază, 5.- nivelă sferică, F- șurub fină calare, R- plan reticul, T-T' –directricea nivelei, L-L' – axa de viză (axa lunetei), V-V' – axul vertical

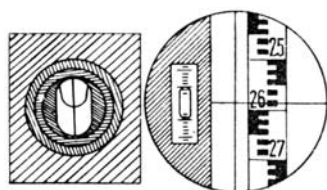


Figura 3.10 Imaginea nivelei de contact:
a) în ocular, b) în câmpul lunetei

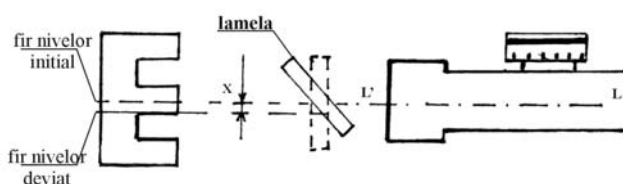


Figura 3.11. Rolul lamelei cu fețe plane paralele în măsurarea milimetrilor

Din categoria nivelurilor clasice, la noi sunt mai răspândite: de la firma Zeiss- Ni – 030 (figura 3.12), Ni – 020 și Ni – 060, de la firma Sokkisha: PL1, de la firma Wild: N3, NK 2. Aceste niveluri pot asigura la 1 km de nivelment precizii submilimetrice (Ni 030, NK 2, PL 1) și milimetrice (Ni 060, N3).

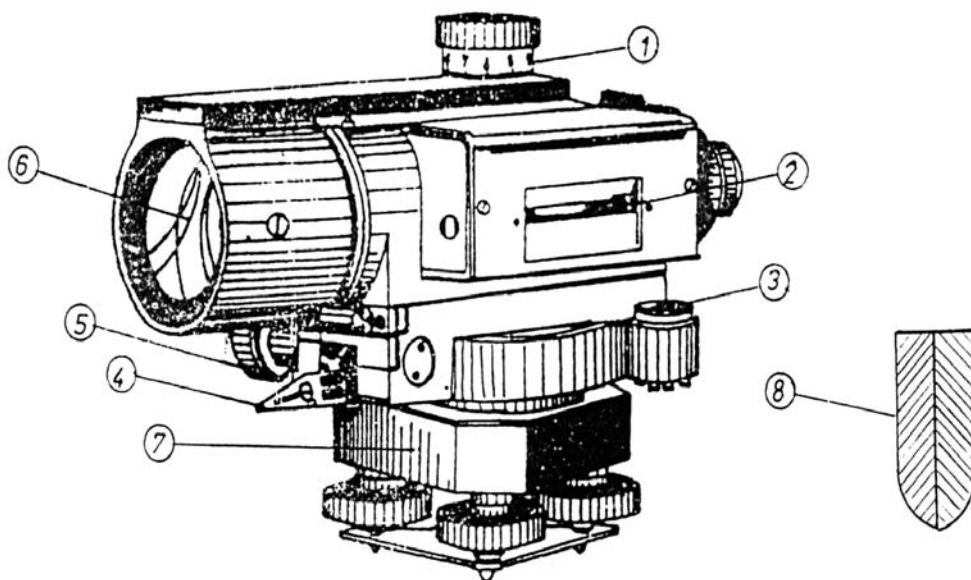


Figura 3.12. Nivelul Ni 030 Zeiss

1.- tambur micrometric, 2.- nivelă torică, 3.- nivelă sferică, 4.- pârghie de blocare a mișcării orizontale, 5.- șurub de mișcare fină orizontală, 6.- dispozitiv cu placa cu fețe plane paralele, 7.- ambază, 8.- nivela de contact, indicând poziția de calare

3.4.2.2. Niveluri automate (compensatoare)

Nivelurile compensatoare sunt instrumente la care obținerea vizei orizontale se poate face automat, dacă în prealabil s-a calat aproximativ, cu nivela sferică. În acest caz, instrumentul nu mai posedă nivelă torică. Orizontalizarea se face automat, la fiecare vizare, așa încât nu mai este necesară verificarea orizontalității axului de viză la fiecare citire; rezultă de aici un mai mare randament al lucrărilor în teren, estimat cu circa 40% mai mare decât al celor clasice.

Principiul de funcționare este următorul: pentru cazul unei lunete înclinată față de orizontală cu un unghi mic, α , orizontala nu va mai trece prin centrul „h” al firelor reticulare, ci intersectează planul reticul în h' , situat la distanța „a” (figura 3.13a). Se observă că:

$$a = f \sin\alpha \quad [3.9]$$

Întrucât trebuie ca valoarea citită pe miră să corespundă unei vize orizontale, se instalează un compensator în punctul K, aflat la distanța „d” de planul reticul. Rolul acestui compensator este sau de a aduce imaginea lui „h” în h' , în urma unei devieri cu unghiul „ β ”, caz în care se numește *compensator optic* (figura 3.13b), sau de a deplasa centrul firelor reticulare,

„h”, în h', caz în care se numește *compensator mecanic* (figura 3.13c). În acest caz, distanța „a” la centrul reticulului se poate scrie:

$$a = f \sin \alpha = d \sin \beta \quad [3.10]$$

Pentru că nivela sferică realizează o calare aproximativă a nivelului, rezultă că unghiurile α și β au valori mici și în acest caz se poate scrie succesiv:

$$f\alpha = d\beta \quad \text{sau} \quad \beta = \frac{f}{d}\alpha = C\alpha \quad [3.11]$$

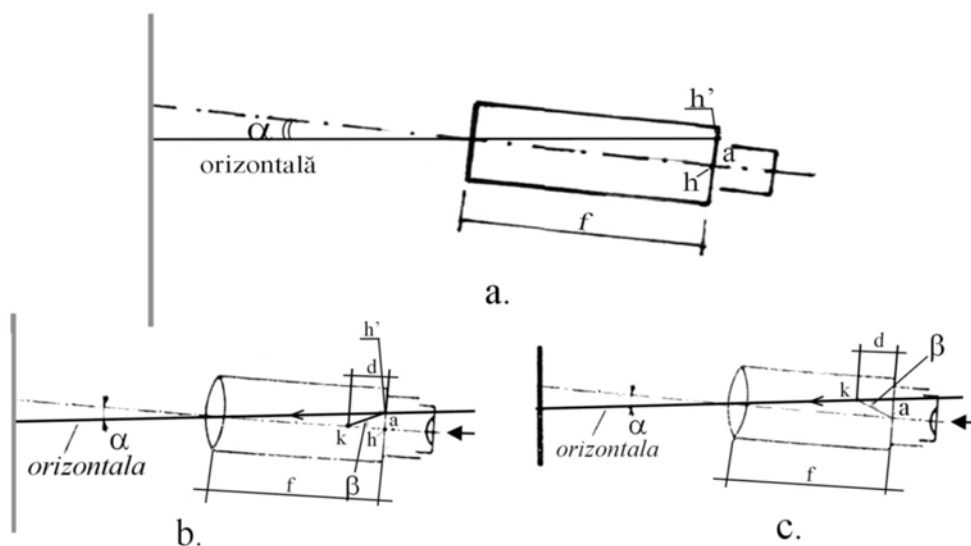


Figura 3.13. a- principiul de compensare, b- compensare optică, c- compensare mecanică

Valoarea C este o constantă pentru un instrument dat și se numește amplificator unghiular sau putere de multiplicare a compensatorului și depinde de locul de amplasare al compensatorului (al punctului K). Cele mai multe niveluri au $C = 2$. În figura 3.14 sunt prezentate două din cele mai răspândite niveluri automate la noi.

Capitolul 3. Determinarea diferențelor de nivel

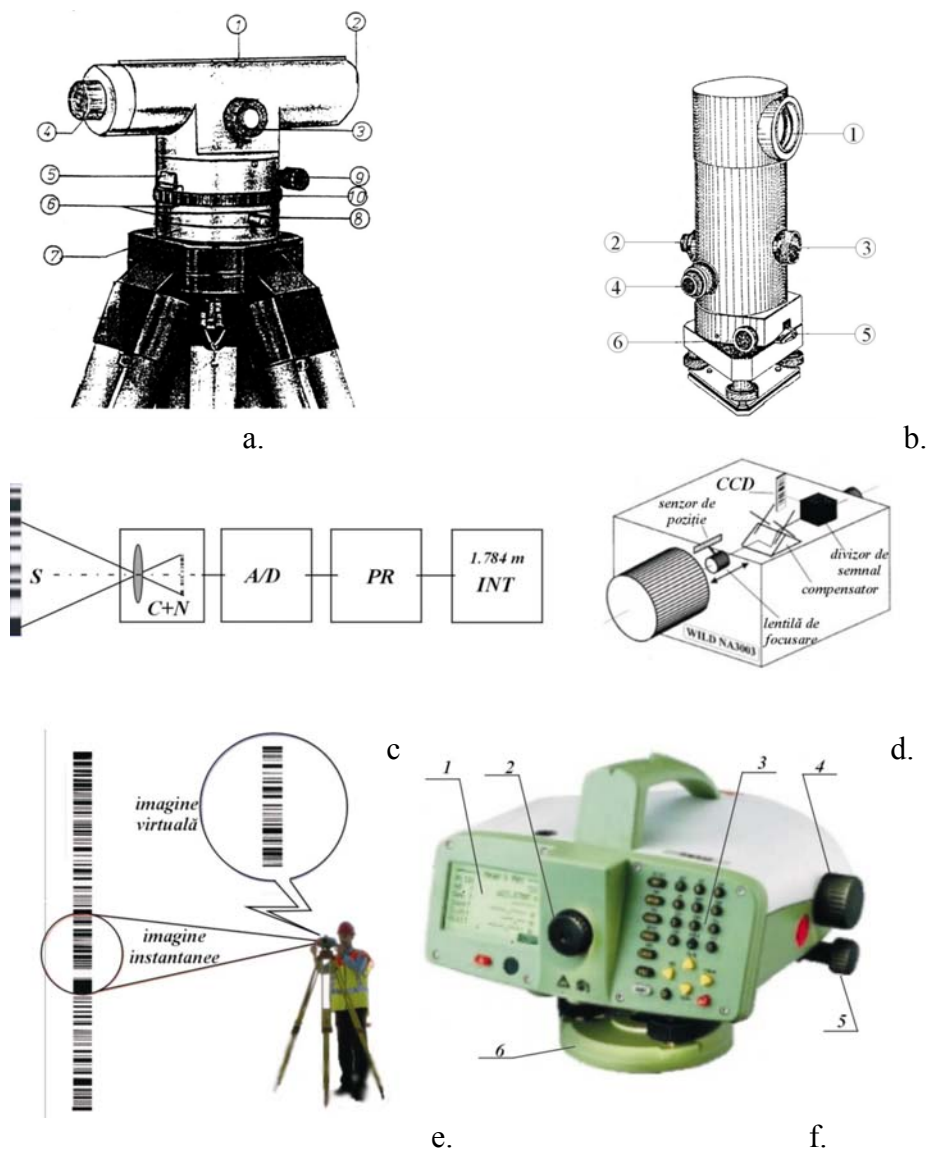


Figura 3.14. a – Nivelul automat Ni 050 Zeiss, b – Nivelul automat Koni 007 Zeiss a) 1: colimator, 2: lunetă, 3: manșon de focusare, 4: ocular, 5: fereaștră de citire la limb, 6: pene de calare, 7: ambaza, 8: pârghie de acționare a penelor, 9: șurub de fină mișcare orizontală, 10: limb; b) 1: obiectiv, 2: ocular, 3: manșon de focusare a imaginii, 4: tambur gradat cuplat cu lamelă cu fețe plane, paralele, 5: blocarea mișcării orizontale, 6: șurub de fină mișcare, c- schema captării și procesării imaginii la un nivel digital: S- stadiu verticală, C+N- cameră digitală și nivelă, A/D- convertor analogic/digital, PR- preprocesare și procesare imagine, INT- interfața cu operatorul, d- schema optică a nivelului digital Leica NA3003, e- măsurarea înălțimii vizei și a distanței, f- nivelul DNA Leica: 1- afișaj, 2- ocular, 3- tastatură, 4- manșon lentilă focusare, 5- fină mișcare orizontală, 6- ambază

3.4.2.3. Niveluri digitale

În principiu, este un nivel automat cuplat cu o cameră digitală, dar capabil și de măsurători optice, ca și la cele clasice. Caracteristic este că lucrează cu stadii speciale, gravate pe o față cu coduri de bare (nivel digital) și pe cealaltă cu gradații obișnuite (când lucrează ca nivel automat). Apariția lor este recentă (1990), după apariția dispozitivelor CCD (dispozitive cu cuplare de sarcină, care stau la baza funcționării camerelor fotografice digitale).

Codurile de bare folosite sunt diferite la fiecare firmă constructoare, astfel că ele pot fi folosite numai la propriile instrumente. Captarea imaginii și procesarea ei se realizează conform schemei din figura 3.14 c. Focusarea imaginii pe stadiu se face numai la instrumentele Leica, a căror schemă optică simplificată se prezintă în figura 3.14. d.

Determinarea înălțimii de vizare și a distanței la stadiu se face simultan de procesorul integrat, după ce instrumentul este calat și stadia corect verticalizată.

Determinarea înălțimii de vizare se face în etapele:

- se vizează stadia (la instrumentele Leica se focusează imaginea), rezultând o imagine instantanee pe aranjamentul CCD,
- procesorul compară instantaneul cu imaginea virtuală a întregii stadii, păstrată în memorie (figura 3.14.e),
- se afișează rezultatul comparației când se determină o coincidență între imagini.

Determinarea distanței se face asemănător cu principiul optic:

- se vizează stadia,
- procesorul determină lungimea stadii vizibile în câmpul lunetei și afișează distanța

Instrumentele digitale au incorporate aplicații – program specifice nivelmentului, memorii mobile ce pot stoca până la 6.000 măsurători. Programele se referă la determinarea diferenței de nivel, trasarea unui punct de cotă și distanță dată. La cele mai performante, precizia determinării diferenței de nivel ajunge la 0,3mm/1km de nivelment cu stații duble, iar pentru distanță de 1cm/20m. Experiența arată că timpul de execuție a lucrărilor folosind un nivel digital poate fi până la jumătate redus față de nivelurile automate.

3.4.3. Verificarea și rectificarea nivelurilor

Pentru că principala destinație a acestor instrumente este de a realiza o viză orizontală, verificarea și eventuala rectificare se face în acest scop. Principalele condiții de îndeplinit sunt:

1. *Axa principală să fie verticală.* La determinarea diferenței de nivel este necesar să se caute cât se poate de precis, pentru că înclinarea axei de rotație VV' atrage după sine o deplasare verticală a axei de vizare a lunetei. Această eroare este adesea neglijată, întrucât o calare corectă asigură verticalitatea axului principal. Eventualele erori pot să apară și din dereglarea nivelei sferice. Dacă nivelul este prevăzut și cu nivelă torică, se verifică și se rectifică mai întâi nivela torică (v. cap 1.3.5) și apoi se verifică și eventual se rectifică nivela sferică. Se rectifică deviația bulei, aducând-o în cercul reper, cu jumătate din deplasare din șuruburile de calare, cealaltă jumătate eliminându-se din cele trei șuruburi de rectificare (figura 1.14).

2. *Axa de viză a lunetei trebuie să fie paralelă cu tangenta la nivela torică, când bula este între repere.* Pentru a verifica această condiție se lucrează în următoarele etape:

a) se staționează cu nivelul într-un teren aproximativ orizontal, *exact* la mijlocul distanței dintre A și B și se efectuează citirile a_1 și b_1 pe stadiile ținute vertical (figura 3.15a). Dacă este îndeplinită condiția enunțată, atunci valoarea diferenței de nivel va rezulta:

$$\Delta^{(1)} z_{AB} = a_1 - b_1 \quad [3.12]$$

Dacă viza nu este perfect orizontală, ci face un unghi „ ε ” cu orizontala, eroarea lineară „ e ” pe cele două stadii va fi aceeași (distanțele fiind egale), iar diferența de nivel va fi și în acest caz:

$$\Delta^{(1)} z_{AB} = (a_1 + e) - (b_1 + e) = a_1 - b_1 \quad [3.13]$$

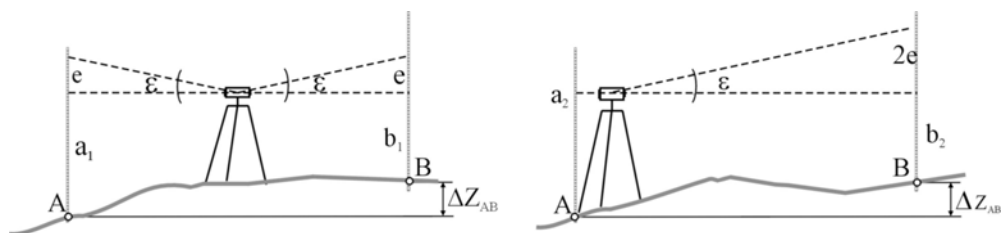


Figura 3.15. Verificarea nivelurilor: a- nivelul la distanțe egale de cele două stadii, b- nivelul lângă una din stadii

În concluzie, instalarea nivelului la distanțe egale de cele două stadii conduce la determinarea diferenței de nivel corecte, indiferent dacă este sau nu îndeplinită condiția din enunț. Această valoare o vom considera ca una de referință.

b) pentru a evidenția dacă există o neorizantalitate a vizei, se staționează cât mai aproape de una din stadii, atât cât permite vizarea ei,

adică la distanța minimă de focusare a lunetei. Se fac citirile a_2 și b_2 la cele două stadii, admitând că pe stadia apropiată efectul erorii unghiulare „ ε ” este neglijabil, iar pe stadia depărtată este dublu, „ 2ε ”. Dacă diferența de nivel dată de relația:

$$\Delta^{(2)} z_{AB} = a_2 - b_2 \quad [3.14]$$

este egală cu cea din prima etapă, atunci viza este orizontală, condiția din enunț fiind îndeplinită. Dacă valorile sunt diferite, atunci eroarea „ ε ” există și se poate scrie:

$$\Delta^{(1)} z_{AB} = \Delta^{(2)} z_{AB} + 2e = a_2 - (b_2 + 2e) \quad [3.15]$$

În acest caz, se va acționa de șuruburile antagoniste verticale S3 și S4 ale reticulului lunetei (figura 1.10) până când la stadia îndepărtată se citește valoarea:

$$b'_2 = a_2 - \Delta^{(1)} z_{AB} \quad [3.16]$$

În acest fel, pe stadiu s-a eliminat valoarea „ 2ε ” datorată neorizontalității vizei. Deși aparent simplă, operația cere meticulozitate și trebuie neapărat repetată de câteva ori. Instrumentele sunt destul de robuste și puțin susceptibile la rectificare, așa încât operația nu trebuie repetată des.

Dacă nivelul este automat, verificarea orizontalității liniei de vizare se face în mod similar, adică staționând la mijlocul distanței și apoi la un capăt al aliniamentului.

Este de remarcat că, dacă se staționează cu nivelul la egală distanță de cele două stadii, diferența de nivel este cea reală, neafectată de eventuala neorizontalitate a vizei.

3. *Firele reticulare trebuie să fie corect aranjate.* Această operație se face ca și la teodolite și tahimetre, adică fie verificând orizontalitatea firului nivelor, fie verticalitatea firului principal (cap. 1.3.7., erori de reglaj, alin. d). În cazul în care rectificarea poziției planului reticul este dificilă, se poate lucra cu el și dereglat, dar trebuie avut grijă ca toate citirile pe stadiu să se facă în dreptul intersecției firelor reticulare.

4. *Sistemul de focusare trebuie să funcționeze corect.* Dacă sistemul de focusare nu funcționează corect, adică dacă lentila de focusare a lunetei nu se deplasează perfect axial, intervine o eroare datorată deplasării axei de vizare a lunetei, provocând erori la efectuarea citirilor pe stadiu și deci la determinarea diferențelor de nivel. Atunci când se staționează la distanțe egale față de stadii, erorile vor fi egale și se vor reduce. Când distanțele sunt

diferite, eroarea are efect asupra măsurătorii, cu atât mai mare cu cât distanța este mai mare. Pentru a verifica existența acestei erori, într-un teren aproximativ orizontal se trasează cu o sfoară un semicerc cu o rază de aproximativ 30m (figura 3.16). Se staționează, într-o primă etapă, cu nivela în centul C și se determină prin vizări repetate diferența de nivel corectă (de referință) între punctele marcate (1 – 7). Întrucât distanțele sunt egale, în acest caz nu este necesară acționarea sistemului de focusare. Într-o a doua etapă, se staționează cu aparatul calat într-un punct M, situat la o distanță de 5-10 m față de punctul 1. Se vizează din nou punctele marcate (1 – 7), se fac citirile și se determină diferențele de nivel dintre puncte, de data aceasta acționând sistemul de focusare, întrucât distanțele diferă. În cazul în care între diferențele de nivel considerate ca referință și cele determinate din punctul M sunt diferențe ce depășesc precizia instrumentului, acesta nu îndeplinește condiția din enunț și trebuie rectificat la un centru al reprezentanței firmei constructoare.

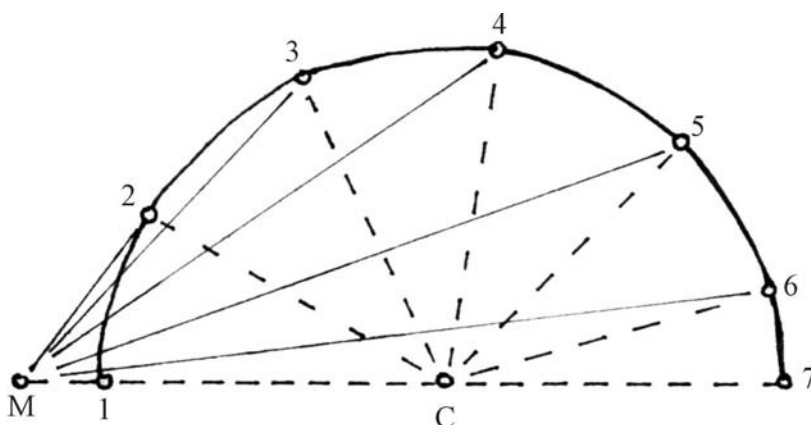


Figura 3.16. Verificarea funcționării corecte a sistemului de focusare al lunetei

3.4.3. Modul de lucru în nivelmentul direct. Măsură pentru creșterea preciziei

Nivelmentul geometric se folosește la acele lucrări la care se cere determinarea cu precizie a diferențelor de nivel și a cotelor. Fiind date punctele A și B între care se cere determinarea diferenței de nivel Δz_{AB} , se instalează nivelul într-o stație, S, aleasă la distanțe egale față de A și B, iar în cele două puncte se instalează stadii verticale. Distanța dintre A și B se numește *niveleu*, iar distanța între nivel și stadii se numește *portee*. Poziția punctului de stație poate fi ales pe aliniament sau - cel mai adesea nu, dar astfel încât porteele să fie egale (figura 3.17).

Instrumentul se calează și apoi se citesc valorile pe stadiile verticale, în dreptul firului nivelor. Ordinea de citire este aceea în care se parcurge distanța AB. Dacă se pleacă de la A spre B, atunci diferența de nivel rezultă:

$$\Delta z_{AB} = a - b \quad [3.17a]$$

Dacă sensul de parcurs este de la B spre A, atunci:

$$\Delta z_{BA} = b - a \quad [3.17b]$$

iar diferența de nivel va rezulta negativă, respectând proporțiile din figura 3.17.

Controlul măsurătorii se poate face schimbând stația (cu stații duble). Se instalează nivelul în S', păstrând de asemenea porteele egale și, cu un nou plan de viză orizontal, se refac citirile spre A și B, rezultând:

$$\Delta' z_{AB} = a' - b'$$

Dacă cele două valori sunt apropiate, în limita toleranțelor admise ($\pm 2\text{mm}$ pentru instrumentele obișnuite și stadii gradate centimetric), atunci se determină valoarea diferenței de nivel ca medie aritmetică a celor două măsurători. Dacă mărimile sunt diferite cu valori mai mari decât toleranța, se repetă determinarea pentru tronsonul AB până când se obțin două valori tolerabile.

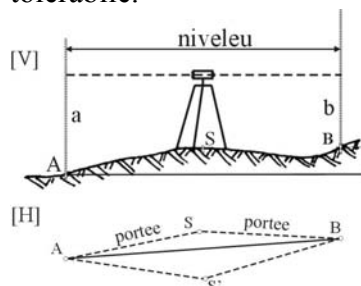


Figura 3.17. Modul de lucru în nivelmentul geometric

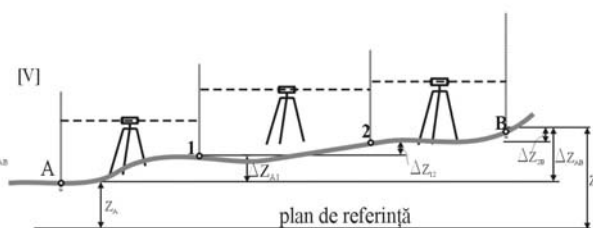


Figura 3.18. Modul de lucru în nivelmentul geometric cu stații intermediare

Se observă că, pentru o precizie bună, se cer portee egale. În adevăr, așa cum s-a remarcat [3.13], dacă nivelul este așezat la distanțe egale de cele două stadii, atunci o serie de erori se anulează (neparalelismul axei de viză cu tangenta la nivela torică, efectul de curbură terestră și refracția atmosferică).

Dacă distanța între punctele A și B este mare, atunci diferența de nivel se poate determina (figura 3.18) folosind puncte intermediare (1, 2, ...)

și diferențe de nivel parțiale ($\Delta z_1, \Delta z_2, \dots$). Măsurarea fiecărei diferențe de nivel de tipul Δz_i se face printr-o staționare cu instrumentul la portee egale, iar diferența de nivel totală se obține ca *sumă algebrică* a celor parțiale:

$$\Delta z_{AB} = \Delta z_1 + \Delta z_2 + \Delta z_3 \quad [3.18]$$

Stadiile se mențin pe timpul măsurătorilor în poziție verticală cu ajutorul unor contrafișe și a unor nivele sferice aflate pe stadiu sau atașate lateral (figura 3.19).

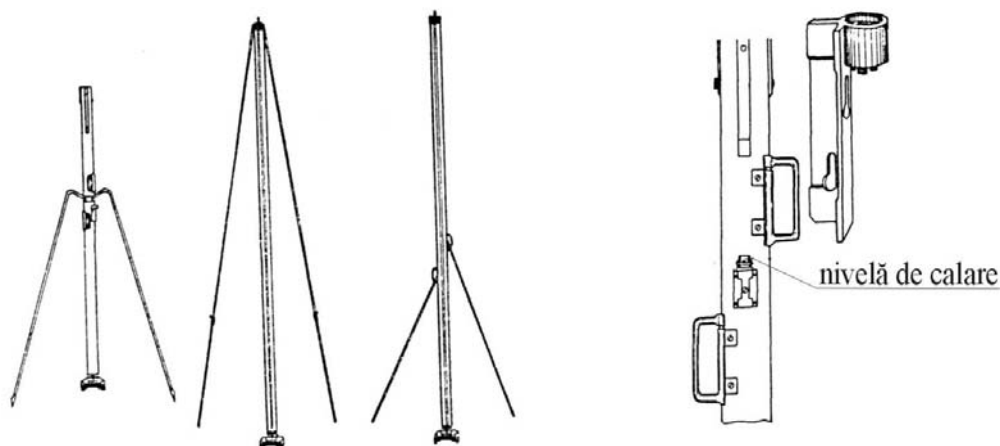


Figura 3.19. Susținerea stadiilor cu fișe și verticalizarea cu nivele sferice

3.5. Nivelmentul trigonometric (indirect) - generalități

Nivelmentul trigonometric folosește pentru determinarea diferențelor de nivel vize înclinate și de aceea se poate aplica în orice fel de terenuri, indiferent de relief. Într-un caz general, determinarea diferenței de nivel se face în funcție de distanța redusă la orizont, unghiul vertical (zenital sau de înclinare), înălțimea aparatului în stație și a semnalului vizat și, dacă este cazul, corecția de ansamblu datorată curburii terestre și refracției atmosferice. Se poate de aceea susține că precizia nivelmentului indirect este mai mică decât cea a nivelmentului direct: în valoarea determinată intervin erorile de măsurare pentru fiecare din mărimile enumerate. Funcție de neglijarea sau nu a corecției de curbură și refracție, se disting două cazuri: determinarea la distanțe mari și la distanțe mici.

3.5.1. Nivelmentul trigonometric la distanțe mari

Se folosește în mod curent pentru determinarea diferențelor de nivel și a cotelor în cazul punctelor între care distanța este mai mare de 400m, din

această cauză numindu-se și nivelment geodezic. Din cauza distanțelor mari, determinarea este afectată și de curbura pământului și refracția atmosferică, așa cum este sugerat în figura 3.20. În figură s-a notat:

z_A = cota punctului A față de suprafața de nivel 0,

I = înălțimea aparatului în stația A

c_1 = efectul curburii terestre (măsurată pe raza din B, între orizontul aparent al instrumentului

din A și suprafața de nivel respectivă)

d = distanța orizontală între A și B,

$\varphi(z)$ = unghiul vertical de înclinare (zenital), măsurat față de orizontul aparent (respectiv

verticală) din A

z_B = cota punctului B față de suprafața de nivel 0,

S = înălțimea semnalului instalat în B,

c_2 = efectul refracției atmosferice

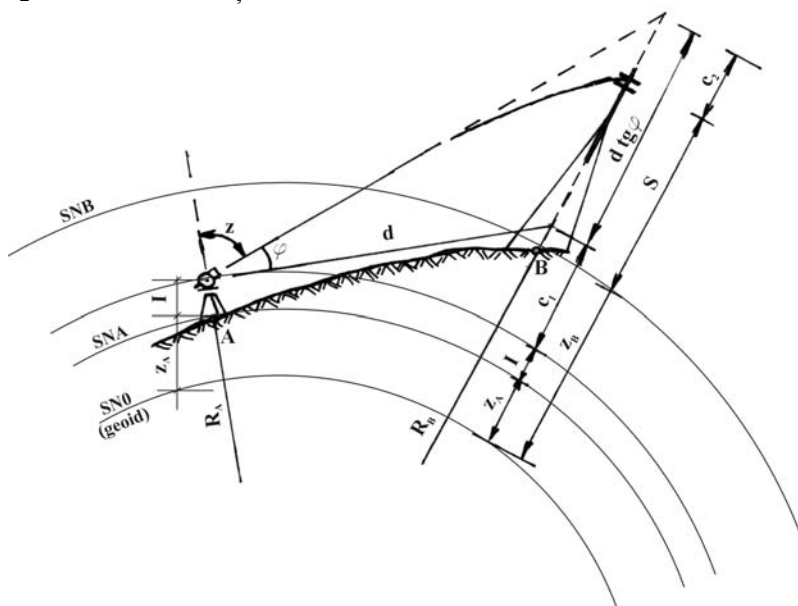


Figura 3.20. Influența curburii terestre și a refracției atmosferice în nivelmentul indirect

Cu notațiile din figură se poate scrie:

$$z_A + I + c_1 + dtg\varphi = z_B + S + c_2 \quad [3.19 \text{ a}]$$

$$z_A + I + c_1 + d\text{ctg}z = z_B + S + c_2 \quad [3.19 \text{ b}]$$

Cota punctului B rezultă:

$$z_B = z_A + dtg\varphi + I - S + (c_1 - c_2) \quad [3.20 \text{ a}]$$

$$z_B = z_A + d \operatorname{ctg} \varphi + I - S + (c_1 - c_2) \quad [3.20 \text{ b}]$$

Cota relativă a lui B față de A (diferența de nivel) rezultă:

$$z_B - z_A = \Delta z_{AB} = d \operatorname{tg} \varphi + I - S + c = d \cdot \operatorname{ctg} \varphi + I - S + c \quad [3.21]$$

În această relație distanța orizontală dintre A și B se determină din coordonatele plane cunoscute ale lui A și B:

$$d_{AB} = \sqrt{(x_B - x_A)^2 + (y_B - y_A)^2} \quad [3.22]$$

Nivelmentul trigonometric la distanțe mari este considerat drept un caz general al nivelmentului indirect. Dacă se aproximează suprafețele de nivel cu plane orizontale, se pot distinge cazuri diferite, după cum valoarea înclinării între A și B este pozitivă (figura 3.21a) sau negativă (figura 3.21b).

$$\Delta z_{AB} = d \operatorname{tg} \varphi + I - S + c = d \cdot \operatorname{ctg} \varphi + I - S + c \quad \text{pentru } \varphi > 0 \quad [3.23a]$$

$$\Delta z_{AB} = -d \operatorname{tg} \varphi + I - S - c = d \cdot \operatorname{ctg} \varphi + I - S - c \quad \text{pentru } \varphi < 0 \quad [3.23b]$$

Putem scrie pentru cazul general:

$$\Delta z_{AB} = \pm d \operatorname{tg} \varphi + I - S \pm c = d \bullet \operatorname{ctg} \varphi + I - S \pm c \quad [3.24]$$

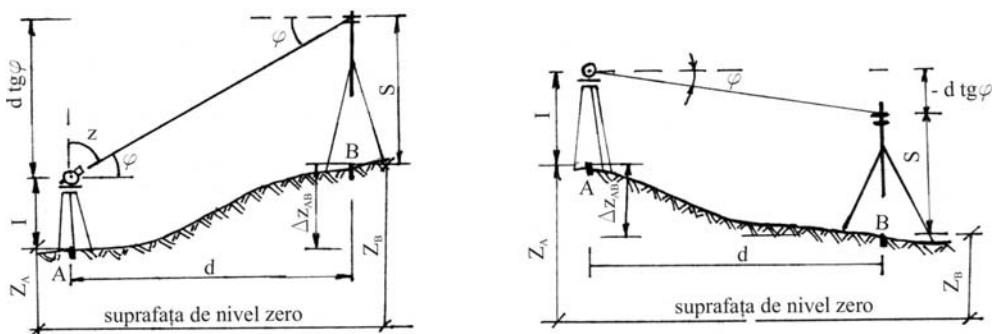


Figura 3.21 Nivelment trigonometric la distanțe mari: a – unghi de înclinare pozitiv, b – unghi de înclinare negativ

3.5.2. Nivelmentul trigonometric la distanțe mici

Se consideră atunci când distanțele sunt mai mici de 400 m (caz în care corecția de ansamblu datorată curburii terestre și refracției este mai mică decât 1 cm și se neglijează). Diferența de nivel rezultă (figura 3.22) prin vizare pe o stadie verticală la o gradație egală cu înălțimea aparatului și măsurarea numărului generator și a unghiului de înclinare. În funcție de semnul unghiului de înclinare, se poate scrie:

$$\Delta z_{AB} = \pm d \operatorname{tg} \varphi = d \operatorname{ctg} \varphi \quad [3.25]$$

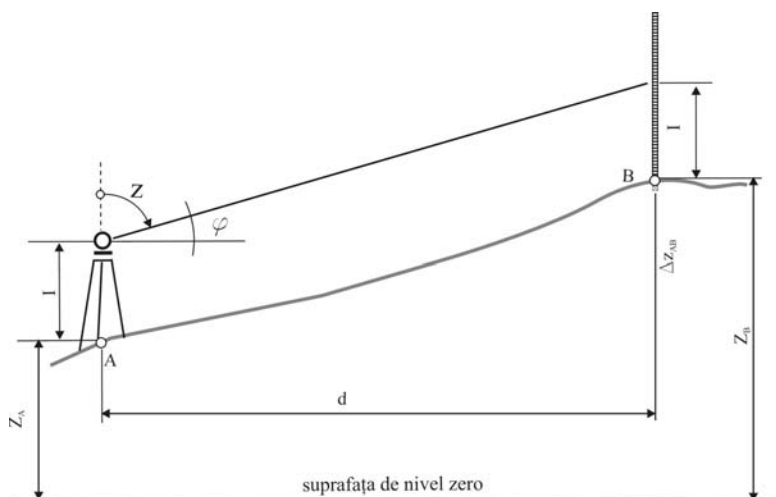


Figura 3.22. Nivelmentul trigonometric la distanțe mici

Instrumentele sunt teodolite (în cazul măsurării la distanțe mari) sau tahimetre (pentru distanțe mici), capabile să măsoare unghiul vertical și – în ultimul caz - distanța. Unghiul vertical trebuie măsurat în ambele poziții ale lunetei, pentru calcule folosindu-se valoarea medie. Dacă măsurătorile se execută la distanțe mari, de ordinul kilometrilor, unghiurile verticale se vor măsura în perioada prânzului, când valoarea coeficientului de refracție atmosferică este cunoscută. Distanțele I și S din relația generală [3.24] se determină cu o ruletă. Înălțimea aparatului se măsoară de la punctul matematic marcat la sol și până la axa secundară, iar înălțimea semnalului, dacă nu se cunoaște din fișa descrierii lui, se determină de la punctul matematic până la nivele bine definite (cap. 1.4.2 și figura 1.34). Dacă distanțele se referă la puncte cunoscute, se determină din coordonate, folosind relația [3.22].

3.6. Precizia determinării diferențelor de nivel

Diferența de nivel este o mărime de bază în topografie și geodezie; precizia determinării ei este impusă de tipul de lucrare în care este folosită. Funcție de această precizie, operatorul este obligat să aleagă instrumentul și metoda adecvată.

Lata de nivelment și nivelul cu furtun de cauciuc sunt considerate ca instrumente foarte simple, ușor de construit și folosit și de aceea sunt folosite mai ales în șantierele de construcții. Preciziile obținute sunt bune, dacă se respectă regulile de lucru. Astfel, lata asigură ± 2 cm la o distanță de

100 m, iar nivelul cu furtun asigură precizii de ordinul milimetrilor pentru transmiterea de cote.

În nivelmentul barometric se folosesc instrumente pentru determinarea directă a presiunii atmosferice (*barometre*) sau a altitudinilor (*altimetre*). Barometrele pot fi de mai multe tipuri constructive (cu mercur, aneroide, electrice) și pot atinge precizii de circa 0,1 mbar. Funcționarea altimetrului se bazează pe faptul că presiunea atmosferică se modifică cu 1 mm col Hg (sau 1 mbar) la fiecare 10 – 11 m parcurși pe verticală. Altimetrele posedă de obicei atât o scală gradată în torri sau milibari, cât și o alta ce indică înălțimi deasupra nivelului mării, cam până la 3000 m. Precizia de determinare este în general de ordinul a $\pm 1 - 2$ m. Nivelmentul barometric are multe aplicații, printre care: meteorologie, fizica atmosferei, aviație, măsurători terestre.

În ce privește metodele de nivelment folosite cel mai frecvent în topografie și geodezie, precizia este dependentă de tipul de nivelment utilizat, fiind mai ridicată în cazul nivelmentului geometric decât a celui trigonometric.

La *nivelmentul geometric*, precizia depinde de cea a instrumentului propriu-zis și de mărimea porții.

Precizia instrumentului (nivelului) este dată de sensibilitatea nivelei torice, α , și de puterea de mărire a lunetei, M . Eroarea m_1 datorată sensibilității nivelei, α , adică neorizantalitatea vizei datorată neîncadrării bulei nivelei între repere, este dată de relația:

$$m_1 = \pm 0,15\alpha , \quad [3.26a]$$

iar eroarea m_2 datorată vizării depinde invers proporțional de puterea de mărire:

$$m_2 = \pm 2^c / M, \quad [3.26b]$$

unde 2^c reprezintă acuitatea vederii normale, adică unghiul minim sub care ochiul mai poate distinge două linii paralele apropiate. Cu aceste relații, eroarea de orizantalitate datorată instrumentului devine:

$$m_v = \pm \sqrt{m_1^2 + m_2^2} \quad [3.27]$$

Aceasta reprezintă o eroare unghiulară în plan vertical. Dacă se dau valori obișnuite pentru nivelurile cele mai folosite în practică, de exemplu $\alpha = \pm 50^{\text{cc}}$ și $M = 24X$, se obțin valorile erorilor $m_1 \cong \pm 8^{\text{cc}}$, $m_2 \cong \pm 8^{\text{cc}}$ și o eroare unghiulară în plan vertical, $m_v \cong \pm 11^{\text{cc}}$, conform relațiilor [3.26], [3.27] și cap. 2.2.5, relația [2.34].

Mărirea porții influențează precizia determinării diferenței de nivel prin mărirea erorii liniare de citire pe stadie, $\pm m_c$, datorată efectului erorii unghiulare $\pm m_v$ la distanța „d”. Conform figurii 3.23 și pentru unghiuri mici, rezultă:

$$m_c = d \operatorname{tg} m_v \approx d \sin m_v = d m_v \sin 1^{\text{cc}} = d m_v / \rho \quad [3.28]$$

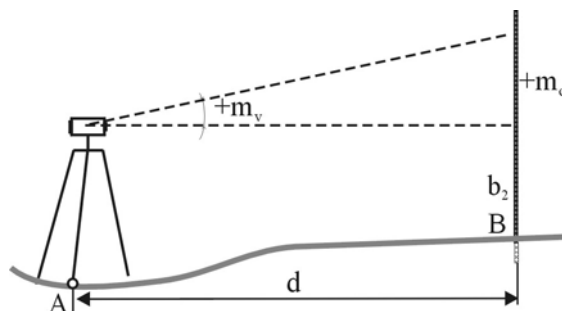


Figura 3.23. Erori în nivelmentul geometric

Din relația [3.28] rezultă că, pentru un instrument dat (cu m_v cunoscut) și pentru o eroare de citire maximă pe stadie ($m_{c, \max}$), se poate determina care este mărirea maximă a porții care să asigure nedepășirea erorii maxime. Dacă se continuă exemplul anterior, cu $m_v = \pm 11^{\text{cc}}$ și se consideră $m_{c, \max} = \pm 2\text{mm}$ (cazul cel mai des întâlnit în lucrările cu caracter tehnic), rezultă o mărime maximă a porții, d_{\max} :

$$d_{\max} = \frac{\rho \cdot m_{c, \max}}{m_v} \approx 115 \text{ m} \quad [3.29]$$

Practic, întrucât intervin și o serie de alte erori (de verticalitate a stadiiei, refracție, neinstalarea la mijlocul distanței), se recomandă ca să se adopte circa 80m pentru mărirea porții. Chiar și pentru instrumente mai precise, cu caracteristici tehnice superioare, nu se recomandă folosirea în teren a unor porții mai mari de 100m. Conform legii de propagare a erorilor, dacă se determină precizia pentru o diferență de nivel, m_{dn} (care rezultă din două citiri), rezultă:

$$m_{dn} = \pm m_c \sqrt{2}, \quad [3.30]$$

iar dacă determinarea se face din două măsurători (cu stații duble), eroarea m_{dn}^d va fi:

$$m_{dn}^d = \pm \frac{m_{dn}}{\sqrt{2}} = \pm m_c \quad [3.31]$$

În ansamblu, folosind procedeul de lucru cu stații duble, cu stadii gradate centimetric și cu instrumente pentru uz tehnic curent, se ajunge la precizii de ordinul milimetrilor / 1km de traseu, iar cu nivele de precizie se ating valori submilimetrice, de ordinul $\pm (0,2 - 0,7)$ mm / 1km.

În cazul *nivelmentului trigonometric*, modul de propagare a erorilor se poate scrie simplificat dacă se folosește relația [3.25], valabilă pentru distanțe mici. Relația o vom diferenția, considerând-o ca pe o funcție de două variabile independente (distanța d și unghiul de înclinare φ), fiecare fiind afectate de erorile de măsurare întâmplătoare m_d și respectiv m_φ și ținând cont de legea de propagare a erorilor întâmplătoare în măsurători indirecte:

$$m_{rig} = (dtg\varphi)'_d = \pm \sqrt{[(\Delta z)'_d \cdot m_d]^2 + [(\Delta z)'_\varphi \cdot m_\varphi]^2} = \pm \sqrt{(tg\varphi \cdot m_d)^2 + \left(\frac{d}{\cos^2 \varphi} \cdot \frac{m_\varphi}{\rho}\right)^2} \quad [3.32]$$

Dacă se dau valori unghiului de înclinare, φ , se poate particulariza relația pentru:

a) terenuri aproximativ orizontale (când $\varphi \approx 0$) – în acest caz, din cauză că funcția $tg \approx 0$ și $\cos \approx 1$, rezultă că eroarea comisă este practic funcție numai de distanță:

$$m_{rig} = \pm d \frac{m_\varphi}{\rho} \quad [3.33]$$

b) terenuri înclinate puternic (de exemplu $\varphi \approx 50$ gon) – în acest caz $tg\varphi \approx 1$, iar $\cos\varphi \approx 0,5$; rezultă că în cadrul erorii un rol important îl are și eroarea datorată pantei terenului. De acest lucru trebuie ținut cont practic atunci când se determină diferențele de nivel în terenuri înclinate (printr-o bună verticalizare a stadiiei) și la stabilirea toleranțelor.

Dacă ne referim la nivelmentul trigonometric la distanțe mari, în relația de calcul intervine și înălțimea semnalului și a instrumentului în stație, la care eroarea de măsurare se apreciază de cca ± 1 cm. Mărimea corecției de adus este determinată dacă vizele sunt înalte deasupra solului și dacă măsurătorile se fac în perioada prânzului, când valoarea coeficientului de corecție atmosferică are valori cunoscute.

În cazul nivelmentului trigonometric, precizia medie de determinare a diferențelor de nivel este de circa ± 20 cm / 1km.

CAPITOLUL 4

ERORI ÎN MĂSURĂTORILE TOPOGRAFICE

4.1. Generalități. Tipuri de măsurători și de rezultate

În topografie, ca și în toate procesele de cunoaștere cantitativă a lumii înconjurătoare, măsurătoarea constituie principalul instrument de lucru. Prin măsurare se înțelege acel proces experimental în urma căruia rezultă o informație sub forma unui raport numeric (m) între valoarea mărimii măsurate, A , și valoarea unei alte mărimi, a , considerată ca unitate de măsură:

$$m = \frac{A}{a} \quad [4.1]$$

Este important de arătat de la început că **întotdeauna, orice măsurătoare este însoțită de erori**. De aceea, cunoștințele asupra erorilor au scopul de a cunoaște cele mai importante erori, sursele care le produc și modul în care se propagă. Numai cunoscând aceste noțiuni, operatorii pot preîntâmpina apariția unor erori sau pot limita propagarea altora într-un mod nefavorabil pentru rezultatul măsurătorii.

Determinarea elementelor topografice necesare întocmirii de planuri sau hărți (unghiuri, distanțe, diferențe de nivel) se face prin măsurători, în urma cărora rezultă valori ale mărimilor măsurate. Există mai multe tipuri de măsurători, clasificate după diverse criterii.

După *modul de obținere a rezultatului*, măsurătorile pot fi:

- **măsurători directe**, atunci când rezultatul se obține prin aplicarea directă a instrumentului peste mărimea de măsurat, conform relației [4.1]. Astfel de exemple pot fi: măsurarea distanțelor cu panglica sau ruleta, măsurarea unghiurilor cu teodolitul.

- **măsurători indirecte**, atunci când rezultatul se obține funcție de alte elemente măsurate direct, prin intermediul unei relații de calcul (de exemplu: diferența de nivel prin nivelment trigonometric, distanța folosind tahimetre și stadii etc).

- **măsurători condiționate**, când rezultatul măsurătorii trebuie să îndeplinească anumite condiții (de exemplu măsurarea unghiurilor orizontale în tur de orizont, când suma lor trebuie să fie 400 gon).

După *condițiile în care au fost executate*, măsurătorile pot fi:

- **măsurători de aceeași precizie (de aceeași pondere)**, în cazul în care sunt efectuate de același operator, cu același instrument, în aceleași condiții de mediu. În acest caz, nu există nici un motiv de a acorda unuia sau altuia din rezultate o încredere diferită de a celorlalte.

- **măsurători de precizii diferite (de ponderi diferite, sau ponderate)**, în cazul în care când măcar unul din elementele enumerate mai sus nu este același în decursul măsurătorii. În acest caz există temeiul de a considera unele din rezultate mai precise decât celelalte.

Să presupunem că asupra unei mărimi s-au efectuat un număr de „n” măsurători și au rezultat valorile $M_1, M_2, M_3, \dots, M_i, M_n$. În ce privește *valoarea rezultatului măsurătorii*, aceasta poate fi:

- **valoarea reală (adevărată), X_0** , care este o noțiune fără caracter practic, ci mai curând filosofic. În practica măsurătorilor nu se va putea ajunge niciodată la cunoașterea valorii adevărate sau reale, ci la una apropiată de aceasta, întrucât orice măsurătoare este însoțită de erori.

- **valoarea individuală, M_i** , care este oricare din valorile din șir.

- **valoarea medie a măsurătorilor**, care este diferită, după cum măsurătorile sunt sau nu de ponderi diferite. Se poate demonstra că media măsurătorilor este *valoarea cea mai probabilă a șirului de măsurători*. Dacă sunt de aceeași pondere, atunci media este cea *aritmetică*:

$$M = \frac{M_1 + M_2 + \dots + M_i + \dots + M_n}{n} = \frac{\sum_{i=1}^n M_i}{n} \quad [4.2a]$$

Dacă măsurătorile au ponderi diferite (încredere diferite), atunci media valorilor este cea *ponderată*:

$$M_p = \frac{M_1 p_1 + M_2 p_2 + \dots + M_n p_n}{p_1 + p_2 + \dots + p_n} = \frac{\sum_{i=1}^n M_i p_i}{\sum_{i=1}^n p_i} \quad [4.2b]$$

Exemple: - măsurarea unei mărimi de către același operator, cu aceeași metodă, același instrument și în aceleași condiții de mediu reprezintă măsurători de aceeași pondere (încredere). Rezultatul în acest caz se exprimă prin media aritmetică a valorilor, dacă acestea sunt suficient de apropiate unele de altele (în toleranță)

- măsurarea unei mărimi de un număr diferit de ori, dar prin aceeași metodă, cu același instrument și operator și în aceleași condiții, reprezintă o măsurătoare ponderată. Rezultatul final va da o încredere mai mare cazului cu mai multe măsurători. Să presupunem o distanță care s-a măsurat în două rânduri, obținându-se rezultatele: 175,414m din 3 măsurători și 175,426m din 5 măsurători. În acest caz, media rezultatelor este una ponderată, calculată după relația:

$$M = \frac{3 \times 175,415 + 5 \times 175,426}{3 + 5} = 175,422m$$

Referitor la șirul de valori obținute într-o măsurătoare, este necesar de definit și o altă serie de noțiuni cu care operează în mod curent teoria măsurătorilor:

- **ecart, Δ** , definit ca diferență între două valori individuale oarecare ale șirului de măsurători:

$$\Delta = M_i - M_j, \quad i \neq j \quad [4.3a]$$

- **ecartul maxim, Δ_{max}** , definit ca diferență între valoarea maximă și cea minimă din șirul de măsurători:

$$\Delta_{max} = M_{max} - M_{min}, \quad [4.3b]$$

- **toleranța, T** , definită ca ecartul maxim admisibil în care trebuie să se încadreze rezultatele măsurătorilor pentru a fi acceptate.

- **precizia măsurătorii** este o noțiune care reprezintă gradul de apropiere a rezultatului măsurătorii față de valoarea considerată de referință. Măsurătorile precise sunt caracterizate de o grupare strânsă în jurul valorii de referință, ceea ce se traduce practic prin valori mici ale erorilor reziduale (față de media aritmetică, v. cap.4.2). Măsurătorile realizate mai neglijent sunt caracterizate de un grad mai mare de împrăștiere (dispersie) a rezultatelor, adică de valori mai mari ale erorilor reziduale.

4.2. Erori: definire, clasificări

Din practica măsurătorilor se observă că nu se poate ajunge la cunoașterea valorii adevărate sau reale a unei mărimi, ci se poate determina numai o valoare mai mult sau mai puțin apropiată de valoarea reală.

Într-adevăr, dacă asupra aceleiași mărimi s-au efectuat un număr de „n” măsurători și au rezultat valorile $M_1, M_2, M_3, \dots, M_i, \dots, M_n$, se observă că aceste valori sunt lejer diferite între ele.

Prin eroare se înțelege *diferența, ca mărime și semn, dintre o valoare rezultată din măsurători și o alta considerată de referință (justă)*.

O primă clasificare a erorilor se poate face în funcție de valoarea de referință considerată. Din acest punct de vedere, erorile pot fi:

- erori reale, dacă se consideră drept valoare de referință valoarea adevărată (reală), X_0 , conform relației [4.4]. Eroarea reală este o noțiune pur teoretică, întrucât valoarea reală, de care depinde, este inaccesibilă practicii.

$$\varepsilon_i = M_i - X_0 \quad [4.4]$$

- erori aparente (reziduale), dacă valoarea de referință este media aritmetică [4.5a] sau ponderată [4.5b] a determinărilor:

$$v_i = M_i - M \quad [4.5a]$$

$$v_i = M_i - M_p \quad [4.5b]$$

Din punctul de vedere al sursei care le produce, erorile pot fi:

- *erori instrumentale*, date de mici imperfecțiuni apărute în timpul exploatării sau în construcția aparatului de măsură (erori de reglaj, de construcție),

- *erori personale*, provocate de imperfecțiunea simțurilor operatorului (de exemplu: vizare, citire, estimare a numărului generator etc),

- *erori de mediu*, care arată influența mediului exterior asupra rezultatelor măsurătorii (existența soarelui puternic, a ceții, a temperaturilor scăzute etc.).

Măsurătorile sunt afectate deopotrivă de toate categoriile de erori menționate. Unele pot avea însă, în anumite condiții, influențe nefaste, ce pot conduce la ieșirea din toleranță.

Din punctul de vedere al mărimii lor, erorile pot fi:

- *erori mari (greșeli)*, care sunt nepotriviri grosolane, ce pot denatura mărimea rezultatelor măsurătorii. Șansa lor de apariție este mică din punct de vedere statistic și această șansă se poate încă micșora dacă se adoptă o serie de măsuri corespunzătoare fiecărei metode de lucru, măsuri care se realizează prin repetarea măsurătorii, determinarea printr-o altă metodă sau de alt operator etc. În topografie sunt extrem de puține determinări care să nu fie însoțite de verificări, ceea ce face posibilă, pe de o parte evitarea greșelilor, iar pe de alta, obținerea unor rezultate superioare ca precizie, date de media determinărilor. Dacă într-un șir de măsurători există greșeli (adică există valori individuale care ies din intervalul de toleranță) și acestea sunt depistate, valorile respective se îndepărtează din șir și nu participă la medie. În cazul în care greșelile nu sunt depistate, este obligatorie repetarea

măsurătorilor. Greșelile au ca sursă de apariție neatenția operatorului, defecțiuni ale instrumentului de măsură, necunoașterea metodei de lucru sau a instrumentului. În special cele datorate factorului uman sunt cel mai des întâlnite, ele provenind din oboseală sau pe fondul unei monotonii prelungite.

- *erori mici (propriu – zise)*, care reprezintă nepotriviri mici, tolerabile, inerente procesului de măsurare. Cunoașterea erorilor și a modului lor de propagare conduce la adoptarea de măsuri, care au ca scop diminuarea efectului lor asupra măsurătorilor.

Dacă valoarea erorii este cunoscută, calculele pot fi corectate prin adoptarea unei mărimi egale și de semna contrar, denumită **corecție**:

$$c = - e \quad [4.6]$$

Aplicarea de corecții se face în cadrul operației de *compensare*. Trebuie reținut, ca foarte important, că:

1. prin corectarea (sau compensarea) valorilor din măsurători nu înseamnă că s-au îndepărtat erorile comise, ci doar s-au ajustat valorile convenabil, astfel încât rezultatele să îndeplinească anumite condiții;
2. valorile erorilor într-un șir de măsurători se calculează numai dacă rezultatele măsurătorilor sunt suficient de apropiate între ele (dacă sunt în intervalul de toleranță)

După sursa care le provoacă și legea de propagare, erorile pot fi:

- *erori sistematice*, sunt acele erori la care sursa care le provoacă rămâne aceeași în decursul măsurătorilor. În acest caz, sursa de eroare provoacă erori de aceeași mărime și de același semn. De aceea, erorile sistematice sunt foarte periculoase, întrucât se propagă după legea înmulțirii (au un efect cumulativ), putându-se ajunge rapid la depășirea toleranțelor:

$$e_{st} = e_{su} \times n \quad [4.7]$$

unde e_{su} reprezintă eroarea sistematică unitară (care apare la o singură măsurătoare), e_{st} este eroarea sistematică totală, iar n reprezintă numărul de măsurători. În cazul în care erorile sistematice sunt depistate, efectul lor poate fi eliminat total din măsurătoare. În cazul în care erorile sistematice sunt datorate instrumentului, eliminarea lor se poate face prin *etalonare*, adică compararea instrumentului de lucru cu unul considerat de referință (etalon).

- *erori accidentale (aleatoare)*, sunt acele erori la care cauzele ce le provoacă sunt multiple și variabile în timpul măsurătorilor, erorile având mărimi și semne diferite. Având semne diferite, o parte din ele au șansa să se

reducă și prin urmare efectul lor se diminuează. În ansamblu, propagarea acestor erori se supune legilor probabilităților.

4.3. Erori întâmplătoare în măsurători directe de aceeași pondere

4.3.1. Proprietățile erorilor aparente (reziduale)

Măsurătorile directe de aceeași pondere reprezintă un caz curent al măsurătorilor topografice, în care se măsoară cu același instrument, aceeași metodă și același operator, în aceleași condiții exterioare.

Erorile aparente sunt de o deosebită importanță practică întrucât media măsurătorilor, la care sunt acestea raportate, este la îndemână, fiind ușor de calculat. Aceste erori prezintă două proprietăți importante în aprecierea preciziei măsurătorilor.

a) *Suma erorilor reziduale este zero.* Această proprietate rezultă din definiția erorilor reziduale ([4.5]).

Fie o mărime asupra căreia s-au efectuat „n” măsurători, obținând valorile individuale M_i . Media aritmetică a măsurătorilor este dată de relația [4.2a], iar relația de calcul a erorilor reziduale este:

$$\begin{aligned} v_1 &= M_1 - M \\ v_2 &= M_2 - M \\ &\dots \\ v_i &= M_i - M \\ &\dots \\ v_n &= M_n - M \end{aligned} \quad [4.8]$$

$$v_1 + v_2 + \dots + v_i + \dots + v_n = M_1 + M_2 + \dots + M_i + \dots + M_n - nM \quad [4.9]$$

Dacă relația [4.9] se împarte prin n rezultă:

$$\frac{\sum_1^n v_i}{n} = \frac{M_1 + M_2 + \dots + M_i + \dots + M_n}{n} - M \quad [4.10]$$

În membrul al doilea cei doi termeni sunt egali, conform [4.2a], deci diferența lor este zero, ceea ce înseamnă că $\sum v_i = 0$. Această proprietate este folosită în calculul și verificarea erorilor reziduale.

b) *Suma pătratelor erorilor reziduale este minimă.* Această proprietate se exprimă prin relația:

$$\sum_{i=1}^n v_i^2 = \min \quad [4.11]$$

Relația se poate scrie ca o funcție în care variabila este valoarea de referință în raport cu care se calculează erorile, M:

$$f(M) = (M_1 - M)^2 + (M_2 - M)^2 + \dots + (M_i - M)^2 + \dots + (M_n - M)^2$$

Minimul funcției se obține când derivata întâi este zero și derivata a doua este pozitivă:

$$f'(M) = -2(M_1 - M) - 2(M_2 - M) - \dots - 2(M_i - M) - \dots - 2(M_n - M) \quad [4.12]$$

$$f''(M) = 2n > 0$$

Din relația [4.12] rezultă că derivata întâi a funcției se anulează pentru valoarea:

$$M = \frac{M_1 + M_2 + \dots + M_i + \dots + M_n}{n},$$

adică exact relația de definiție a mediei aritmetice. Aceasta ne arată că *suma pătratelor erorilor reziduale este minimă numai când acestea sunt raportate la valoarea mediei aritmetice*. Orice altă valoare s-ar considera drept referință, ar rezulta erori reziduale mai mari. În teoria erorilor, cea mai probabilă valoare a unui șir de măsurători este aceea pentru care suma pătratelor erorilor reziduale este minimă; s-a demonstrat așadar că aceasta este media aritmetică.

Această proprietate stă la baza principiului de compensare riguroasă prin metoda celor mai mici pătrate (MCMP). În urma compensării prin această metodă, se obțin cele mai probabile rezultate.

4.3.2. Eroarea medie pătratică a unei singure măsurători

Erorile aparente caracterizează precizia măsurătorilor întrucât arată distanța rezultatelor până la media valorilor din șir. Măsurătorile sunt precise când valorile sunt grupate în jurul valorii medii (deci erorile aparente sunt mici în valoare absolută) și mai puțin precise când împrăștierea este mai mare (erorile sunt mai mari în valoare absolută).

Precizia nu se poate caracteriza folosind suma erorilor reziduale sau media lor, întrucât aceasta este zero, conform primei proprietăți enunțate la 4.3.1. De asemenea, nu se poate caracteriza nici prin suma modulelor

erorilor aparente, deoarece această sumă nu pune în evidență erorile cu valoare absolută mare față de cele cu valoare absolută mică, acordând la toate aceleași importanță. De aceea, s-a introdus o valoare care caracterizează eroarea unei singure măsurători dintr-o serie, numită *eroare standard* (este reglementată de STAS 2872/74) sau *eroare medie pătratică a unei singure măsurători*:

$$m_o = \pm \sqrt{\frac{\sum v_i^2}{n-1}} \quad [4.13]$$

Întrucât caracterizează precizia unei măsurători, eroarea standard se poate considera *echivalentă cu precizia instrumentului* de măsură. Ca semnificație practică, eroarea standard reprezintă eroarea pe care o comitem când admitem drept referință una din valorile individuale dintr-un șir de măsurători.

4.3.3. Eroarea medie pătratică a mediei aritmetice

Această mărime este un indicator statistic, caracterizând dispersia mediei aritmetice obținute dintr-un șir de măsurători asupra aceleiași mărimi. Practic, ea caracterizează imprecizia mediei aritmetice, definindu-se prin relația [4.14], unde X_0 reprezintă valoarea adevărată a mărimii măsurate.

$$m = M - X_0 \quad [4.14]$$

Așa cum se prezintă, relația nu este operantă din cauza valorii X_0 , care nu este accesibilă practicii. Pentru a afla o expresie convenabilă, se pornește de la expresia erorilor reale, care se adună și se împart la n :

$$\begin{aligned} \pm \varepsilon_1 &= M_1 - X_0 \\ \pm \varepsilon_2 &= M_2 - X_0 \\ &\dots\dots\dots \\ \pm \varepsilon_i &= M_i - X_0 \\ &\dots\dots\dots \\ \pm \varepsilon_n &= M_n - X_0 \end{aligned}$$

$$\frac{\sum (\pm \varepsilon_i)}{n} = \frac{M_1 + M_2 + \dots + M_i + \dots + M_n}{n} - X_0 = M - X_0 = m \quad [4.15]$$

Relația este încă nepractică, ea conținând atât valoarea adevărată, cât și erorile reale. Relația se ridică la pătrat și se neglijează dubbele produse care, având semne alternante, au șansa să se reducă:

$$m^2 = \frac{\varepsilon_1^2 + \varepsilon_2^2 + \dots + \varepsilon_i^2 + \dots + \varepsilon_n^2}{n^2} = \frac{\sum \varepsilon_i^2}{n^2}$$

$$\sum \varepsilon_i^2 = n^2 m^2 \quad [4.16]$$

Folosind relațiile de definiție a erorilor adevărate și reziduale [4.4] și [4.5a] rezultă succesiv:

$$M_i = \pm \varepsilon_i + X_0 = v_i + M; \quad \pm \varepsilon_i = v_i + (M - X_0)$$

$$\pm \varepsilon_i = v_i + m \quad [4.17]$$

Pentru a îndepărta semnele alternante, relația [4.17] se ridică la pătrat și se însumează pentru cele „n” valori din șirul de măsurători:

$$\varepsilon_1^2 = v_1^2 + m^2 + 2mv_1$$

$$\varepsilon_2^2 = v_2^2 + m^2 + 2mv_2$$

.....

$$\varepsilon_i^2 = v_i^2 + m^2 + 2mv_i$$

.....

$$\varepsilon_n^2 = v_n^2 + m^2 + 2mv_n$$

$$\begin{aligned} \sum \varepsilon_i^2 &= \sum v_i^2 + nm^2 + 2m(v_1 + v_2 + \dots + v_n) \\ \sum \varepsilon_i^2 &= \sum v_i^2 + nm^2 \end{aligned} \quad [4.18]$$

Din relațiile [4.16] și [4.18] rezultă:

$$n^2 m^2 = \sum v_i^2 + nm^2; \quad m^2 (n^2 - n) = \sum v_i^2$$

$$m = \pm \sqrt{\frac{\sum v_i^2}{n(n-1)}} \quad [4.19]$$

Relația [4.19] reprezintă relația de calcul a erorii medii pătratice a mediei aritmetice. Ca semnificație practică, aceasta reprezintă eroarea pe care o comitem când se consideră drept justă valoarea mediei aritmetice a șirului de măsurători.

4.3.4. Reducerea erorilor întâmplătoare cu numărul de măsurători

Din relațiile [4.13] și [4.19] rezultă relația de legătură între eroarea pătratică a mediei aritmetice și eroarea standard:

$$m = \pm \frac{m_0}{\sqrt{n}} \quad [4.20]$$

Această expresie arată modul în care se reduc erorile în funcție de numărul de măsurători. Reprezentarea grafică a dependenței din relația [4.20] arată că o reducere semnificativă a erorii se face doar pentru primele măsurători: la $n = 4$, eroarea medie se reduce la jumătate, iar reducerea la un sfert a erorii se face pentru $n = 16$ măsurători (figura 4.1). Repetarea măsurătorii de un număr mai mare de ori (mai mult de 4-5 ori) nu se justifică practic, întrucât sporul de precizie obținut este mic. Așa încât, dacă se dorește obținerea unei anumite precizii a măsurătorii (m) este de preferat alegerea unui instrument cu precizie bună (m_0).

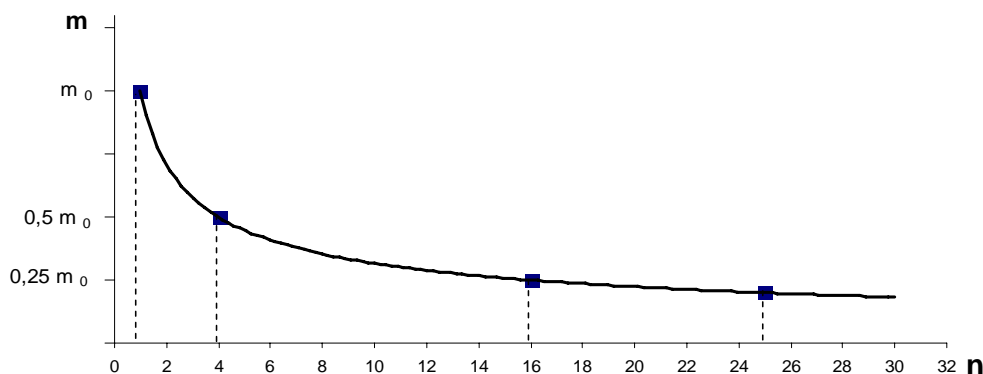


Figura 4.1. Reducerea erorilor întâmplătoare cu numărul de măsurători

Cu ajutorul relației [4.20] se pot soluționa o serie de probleme practice, cum ar fi:

- alegerea instrumentului de măsură (m_0) pentru a obține o precizie cerută (m) dintr-un anumit număr (n) de măsurători,

- stabilirea numărului de măsurători (n) de efectuat cu un anumit instrument (m₀) pentru a obține precizia cerută (m).

4.3.5 Distribuția erorilor întâmplătoare. Curba lui Gauss

Deși producerea erorilor este pur întâmplătoare (aleatoare), s-a constatat că aceste erori urmează anumite legități, date de probabilitățile matematice. Aceste legități permit să știm care este probabilitatea apariției unei erori de o anumită valoare sau având valoarea într-un anumit interval.

Să considerăm că asupra aceleiași mărimi s-au executat un șir foarte mare de măsurători directe, de aceeași pondere, rezultând valorile individuale M₁, M₂, . . . , M_i, . . . , M_n. Pentru șirul de valori, din care am presupus că s-au eliminat greșelile și erorile sistematice, se poate determina media aritmetică simplă și, în funcție de aceasta, valorile erorilor aleatorii reziduale, v_i. Valorile erorilor, cu semne pozitive sau negative, se trec în abscisa unui grafic, iar în ordonată se trece frecvența de apariție a erorilor de o anumită mărime (figura 4.2).

Curba înfășurătoare obținută este dată de o relație stabilită pentru prima dată de Carl Friedrich Gauss. Curba este dată de funcția de distribuție normală a erorilor întâmplătoare și mai poartă denumirea de *curba lui Gauss* sau *clopotul lui Gauss*:

$$y = \frac{h}{\sqrt{\pi}} e^{-h^2 v^2} \quad [4.21]$$

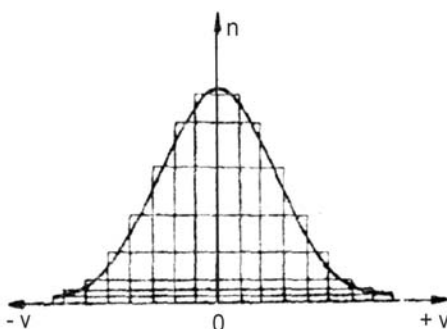


Figura 4.2. Curba Lui Gauss și precizia măsurătorilor

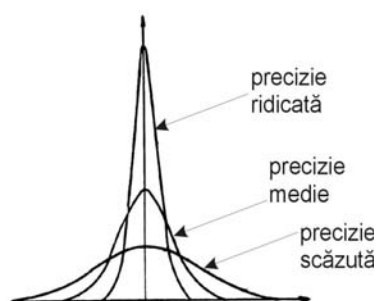


Figura 4.3. Forma curbei Gauss și precizia măsurătorilor

În relația de mai sus „h” reprezintă un indicator al preciziei măsurătorii, „e” este baza logaritmului natural, iar „v” este eroarea

întâmplătoare. Curba prezintă un maxim pe axa ordonatelor și are două puncte de inflexiune. Indicele „h” de precizie caracterizează precizia măsurătorii: cu cât valoarea h este mai mare, cu atât se alungește curba și invers. Curbele alungite denotă o grupare accentuată a erorilor în jurul valorii 0, adică o măsurătoare precisă, întrucât erorile foarte mici au frecvența cea mai mare. Curbele aplatizate, specifice pentru valori mai mici ale lui „h”, denotă măsurători mai puțin îngrijite, la care frecvența erorilor mici este apropiată de aceea a erorilor mai mari (figura 4.3).

Relația [4.21] permite și determinarea probabilității ca eroarea să aibă valoarea într-un interval dat, ab:

$$P_{ab} = \int_a^b y dv = \frac{h}{\sqrt{\pi}} \int_a^b e^{-h^2 v^2} dv \quad [4.22]$$

Pe baza funcției de distribuție și a graficului ei, s-au putut stabili că distribuția erorilor se face conform următoarelor principii (legi):

- *principiul limitativ*: erorile întâmplătoare nu pot depăși, în valoare absolută, o anumită limită, care corespunde erorii produse de acțiunea simultană a tuturor cauzelor care produc erori,

- *principiul cauzalist*: erorile cu valoare absolută mică sunt mai numeroase decât erorile cu valoare absolută mare,

- *principiul distributiv*: dacă numărul de măsurători este mare, erorile pozitive sunt la fel de numeroase ca acelea negative,

- *principiul probabilistic*: media aritmetică a erorilor aleatorii tinde către zero atunci când numărul de măsurători este mare.

4.3.6. Eroare probabilă, eroare limită, erori relative

Studiul distribuției erorilor permite aprecierea șanselor de apariție a unor erori întâmplătoare care interesează practica măsurătorilor pentru stabilirea toleranțelor. În tabelul 4.1 sunt cuprinse astfel de valori (date în funcție de precizia aparatului de măsură, m_0) și probabilitatea lor de apariție.

Tabelul 4.1. Șansa de apariție a unor erori accidentale

Eroarea	$\frac{2}{3}m_0$	m_0	$2m_0$	$2,5m_0$	$3m_0$
Șansa de apariție	1/2	1/3	1/23	1/90	1/500

Din tabelul de mai sus prezintă importanță:

- *eroarea probabilă*, m_p , care este cea corespunzătoare probabilității de apariție de $\frac{1}{2}$ (50%),

$$m_p = \pm \frac{2}{3} m_0 \quad [4.23]$$

- *eroarea limită*, m_{lim} , este corespunzătoare unei probabilități de apariție de o dată la 500 măsurători (1/500) și este cea mai mare eroare la care ne putem aștepta în decursul unei măsurători. Dată fiind șansa extrem de mică de apariție, această eroare se mai numește *eroare maximă de temut*.

$$m_{lim} = 3 m_0$$

Din tabel se observă că probabilitatea de a comite o eroare egală cu precizia aparatului este o dată la trei măsurători, o eroare egală cu $2m_0$ are șansa de a se produce o dată la 23 măsurători, iar o eroare de mărime $2,5m_0$ are șansa de apariție de o dată la 90 măsurători.

În cazul în care mărimea erorii este dependentă și de mărimea măsurată, se impune calculul erorii pe unitatea de măsură. De exemplu, în cazul măsurării distanțelor, eroarea comisă în valoare absolută nu este întotdeauna relevantă asupra preciziei măsurătorii. Dacă o distanță de 10m a fost măsurată cu o precizie de ± 1 cm și o alta de 150m cu aceeași precizie, atunci diferențierea se face prin eroarea relativă,

$$m_{rel} = \pm \frac{m}{M} \quad [4.24]$$

unde „m” reprezintă eroarea comisă, în valoare absolută, iar M este valoarea măsurată. În cazul de mai sus, erorile relative sunt de 1/1.000, respectiv 1/15.000, ceea ce arată că măsurătoarea a doua este mai precisă decât prima.

4.4. Propagarea erorilor în măsurători indirecte și directe

Se consideră cazul unei măsurători indirecte a unei mărimi, „u”, care se deduce din alte elemente măsurate direct (de exemplu din 2 elemente, x și y):

$$u = f(x, y) \quad [4.25]$$

Fiecare din mărimile măsurate direct, x și y sunt măsurate cu erori; în acest context se pune problema determinării erorii Δu , ce afectează valoarea u . Se fac notațiile:

$\Delta x, \Delta y$ – eroarea care însoțește determinarea mărimilor x respectiv y
 Δu –eroarea ce însoțește determinare mărimii u .

Cu acestea, relația se poate scrie:

$$u + \Delta u = f(x+\Delta x, y+\Delta y) \quad [4.26]$$

Funcția f se dezvoltă în serie Taylor și se reține din dezvoltare doar termenul de ordin 1. Termenii de ordin 2 și mai mare se pot neglija pentru că valorile Δx și Δy sunt mici

$$f(x+\Delta x, y+\Delta y) = f(x, y) + \frac{1}{1!} \left(\frac{\partial f}{\partial x} \Delta x + \frac{\partial f}{\partial y} \Delta y \right) + \frac{1}{2!} \left(\frac{\partial^2 f}{\partial x^2} \Delta x^2 + \frac{\partial^2 f}{\partial y^2} \Delta y^2 \right) + \dots$$

$$f(x+\Delta x, y+\Delta y) = u + \Delta u \approx f(x, y) + \frac{\partial f}{\partial x} \Delta x + \frac{\partial f}{\partial y} \Delta y \quad [4.27]$$

Ținând cont de relația [4.25], rezultă:

$$\Delta u = \frac{\partial f}{\partial x} \Delta x + \frac{\partial f}{\partial y} \Delta y \quad [4.28]$$

Creșterile Δx și Δy sunt de fapt erori întâmplătoare și nu sunt cunoscute ca mărime și semn, așa încât le putem înlocui cu erorile medii $\pm m_x$ și $\pm m_y$. Pentru a scăpa de semnele alternante se ridică la pătrat, iar eroarea Δu o putem considera ca o eroare medie totală, m_t :

$$m_t = \pm \sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x} m_x \right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y} m_y \right)^2} \quad [4.29]$$

Relația [4.29] reprezintă legea de *propagare a erorilor întâmplătoare în măsurători indirecte*.

Dacă mărimile x și y sunt măsurate în aceleași condiții, atunci diferențialele din relația [4.29] devin:

$$\frac{\partial f}{\partial x} = 1, \quad \frac{\partial f}{\partial y} = 1 \quad [4.30]$$

În acest caz, relația precedentă devine *legea propagării erorilor întâmplătoare în măsurători directe*:

$$m_t = \pm \sqrt{m_x^2 + m_y^2} \quad [4.31]$$

Dacă erorile de măsurare sunt egale între ele, adică $m_x = m_y$, se ajunge la *legea de propagare a erorilor în măsurători directe de ponderi egale*:

$$m_t = m\sqrt{2} \quad [4.32]$$

Se face observația că relația [4.25] s-a considerat sub forma cea mai simplă, a unei funcții de două variabile. Relațiile sunt asemănătoare și dacă „u” este de mai multe variabile (x, y, z, t, . . .).

CAPITOLUL 5

NOTIUNI DE GEODEZIE ȘI CARTOGRAFIE

5.1 Geodezia și cartografia. Forma și dimensiunile Pământului

Geodezia este știința care se ocupă cu măsurarea și reprezentarea suprafeței Pământului, a formei și dimensiunilor lui. Importanța practică pentru topografie este dată de aceea că geodezia stabilește și pune la dispoziție diverse suprafețe de referință și determină rețele de puncte (rețele geodezice) care servesc drept sprijin pentru ridicările topografice. Rezolvarea problemelor geodezice se face pe baza unor măsurători geometrice, astronomice, gravimetrice, care țin cont de curbura Pământului.

Cartografia este disciplina care se ocupă cu reprezentarea suprafeței terestre pe o suprafață plană sau desfășurabilă în plan. Reprezentarea suprafeței curbe a pământului pe o suprafață plană (sau desfășurabilă în plan) face obiectul de studiu al sistemelor de proiecție.

Forma Pământului, făcând abstracție de neregularitățile lui, a fost încă din antichitate considerată ca fiind rotundă. Mari gânditori din antichitate (Pitagora, Thales din Milet, Eratostene) au susținut acest lucru. Ultimul dintre ei a și determinat pentru prima oară, în anul 246 î.e.n., dimensiunea razei Pământului (considerat ca sferă) folosindu-se de măsurarea unui arc de meridian, de poziția Soarelui pe cer la un moment dat și de mărimea umbrei unui obelisc. În jurul anului 1600 Snellius a folosit pentru prima dată metoda triangulației, prin care diverse lungimi se determinau folosind lanțuri de triunghiuri care au măcar o latură comună. Newton a demonstrat că, teoretic, forma Pământului trebuie să fie una corespunzătoare unui solid de rotație, adică un elipsoid.

Întrucât Pământul nu este un corp omogen, având pe diverse direcții densități diferite, forma lui este una proprie, denumită geoid. Acesta se poate defini ca o suprafață de același potențial gravitațional, care coincide cu suprafața liniștită a mărilor și oceanelor deschise și este caracterizată de faptul că în fiecare punct normala este reprezentată de direcția accelerației gravitaționale (dată de firul cu plumb). Noțiunea de geoid a fost introdusă în 1873 de către Listing și desemnează o suprafață complexă, care nu poate fi exprimată printr-o ecuație matematică. Pornind de la acest considerent, a fost

necesară adoptarea unor figuri mai simple, care să poată fi exprimată matematic și care să difere cât mai puțin de geoid.

Suprafața geoidului (care se mai numește și *suprafață de referință* sau *de nivel zero*) servește drept referință în determinarea cotelor altimetrice și batimetrice. De asemenea, pe geoid se transpune *suprafața topografică* a terenului (suprafața reală, care face obiectul măsurătorilor și al reprezentărilor) prin proiectante verticale.

5.2 Suprafețe de referință

Elipsoidul de referință este o suprafață geometrică convențională față de care se definește suprafața geoidului. Elipsoidul se obține prin rotația unei elipse plane în jurul uneia din axele lui. Ecuația elipsei meridiane (figura 5.1) se poate scrie funcție de valoarea semiaxelor a și b :

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1 \quad [5.1]$$

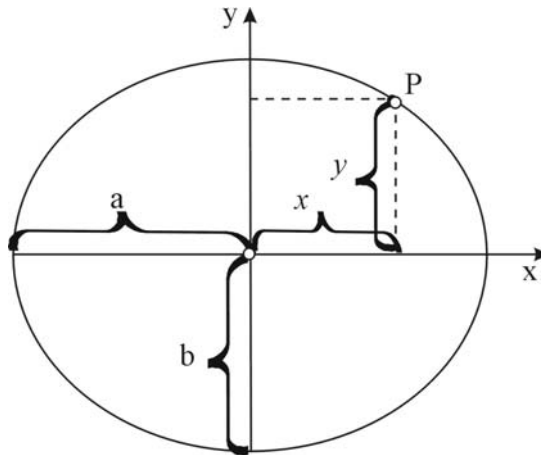


Figura 5.1 Elemente ale elipsei meridiane

Încă din secolul al XVIII – lea s-au măsurat arce de meridian la diferite latitudini, rezultând diferite dimensiuni pentru elipsa meridiană a elipsoidului de referință. O mărime importantă care caracterizează elipsa este turtirea ei, f :

$$f = \frac{a-b}{a} \quad [5.2]$$

La noi în țară s-au folosit, de-a lungul timpului, diverși elipsoizi, criteriul de alegere fiind acela al aproximării cât mai bune a geoidului în zona teritoriului național (tabelul 5.1). Aproximarea cât mai mare de geoid

determină o cât mai bună precizie de determinare a elementelor măsurate. Pe porțiunea uscatului suprafața geoidului este peste cea a elipsoidului, iar pe suprafața mărilor sau oceanelor suprafața elipsoidului este peste aceea a geoidului (figura 5.2)

Tabelul 5.1. Parametri ai unor elipsoizi folosiți în România sau în lume

Denumirea elipsoidului	Anul determinării	Semiaxa mare a, [m]	Turtirea, f	Perioada utilizării în România
Bessel	1841	6377397,115	1/299.1	1873 – 1916
Clarke	1880	6378243,000	1/293.5	1916 – 1930
Hayford	1909	6378388,000	1/297.0	1930 – 1951
Krasovski	1940	6378245,000	1/298.3	1951 – prezent
Sist. Geod. Mondial, WGS 84	1984	6378137,000	1/298,3	1992 – prezent

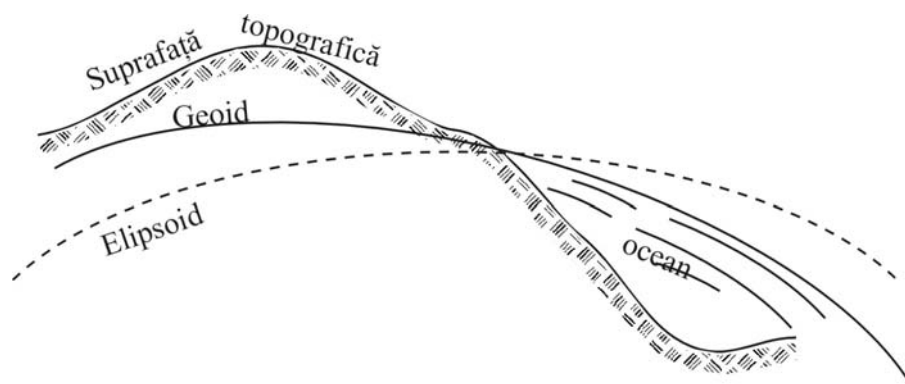


Figura 5.2. Suprafața fizică, geoidul și elipsoidul

Suprafața elipsoidului servește ca referință pentru determinarea coordonatelor geografice – geodezice ale punctelor de ordinul I din rețeaua geodezică de triangulație. Aceste puncte sunt proiectate de pe suprafața topografică cu ajutorul normalelor la elipsoid

Elipsoidul reprezintă figura de referință a Pământului. Deși este o suprafață geometrică, nu toate determinările pe elipsoid se fac cu ușurință. Dată fiind turtirea redusă a elipsoizilor (în jur de 1/300, conform tabelului 5.1), în anumite situații se poate aproxima elipsoidul cu figura unei sfere medii, care este, geometric vorbind, o suprafață mai convenabilă pentru o serie de calcule. Pentru această sferă, se poate calcula raza medie (figura 5.3) după relația:

$$R = \sqrt{R_p R_n} \quad [5.3]$$

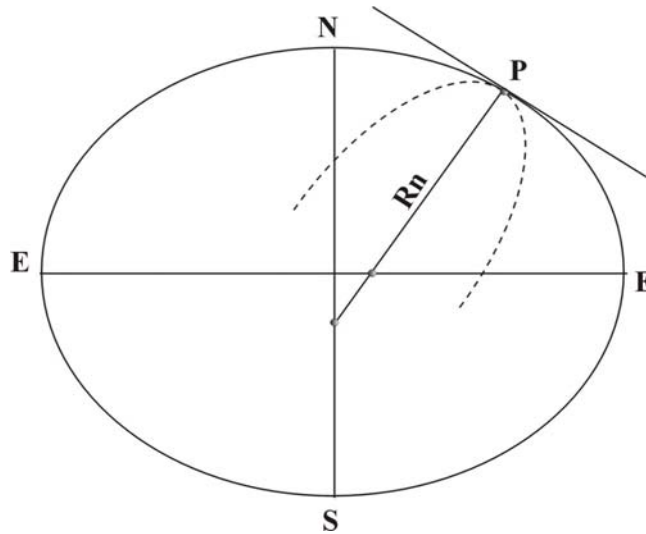


Figura 5.3. Raza de curbură a elipsei normale

În relația [5.3] și figura 5.3 R_p reprezintă raza de curbură a elipsei meridiene care trece prin punctul P și cei doi poli, iar R_n este raza de curbură a elipsei perpendiculare (normale) pe planul elipsei considerate anterior.

Raza medie a sferei echivalente este variabilă cu latitudinea, crescând de la ecuator spre poli. La nivelul țării noastre ea se consideră de 6379 km. Pentru întreg globul se poate stabili o sferă echivalentă, de aceeași suprafață sau de același volum cu al elipsoidului de referință folosit. În acest caz, raza sferei echivalente se poate considera aproximativ dată de relația [5.4], unde notațiile au semnificația din figura 5.1. Valoarea care rezultă este de 6371,2 km

$$R = \frac{a+a+b}{3} \quad [5.4]$$

Sfera de rază medie (sau sfera Gauss) se folosește practic pentru calcule specifice rețelei de sprijin sau sistemelor de proiecție (exces sferic, convergența meridianelor, reducerea la coardă, deformația distanțelor). Pentru porțiuni restrânse, suprafața sferei echivalente se poate folosi și ca suprafață de referință pentru reprezentarea unor porțiuni din elipsoid.

Pentru cazul suprafețelor mici, cu unele aproximări, se poate determina poziția punctelor direct în planul de proiecție. Este cazul, spre exemplu al rețelelor topografice (de îndesire și de ridicare), care se calculează direct în planul de proiecție adoptat prin sistemul de proiecție.

5.3. Sisteme de coordonate

Reprezentarea punctelor de pe suprafața Pământului în planuri sau hărți se face numai în funcție de un sistem de referință, prin coordonate specifice.

Poziția unui punct P pe glob se determină prin coordonatele lui pe geoid, când se numesc *coordoanate astronomice* sau pe elipsoidul de referință, când se numesc *coordoanate geodezice*.

Coordonatele astronomice sunt longitudinea și latitudinea. Acestea se definesc față de verticala care trece prin punctul P, dată de firul cu plumb (figura 5.4). Longitudinea astronomică a punctului P se notează cu λ_P și se definește ca unghi diedru format de planul meridianului origine (meridianul 0) cu meridianul care trece prin punctul considerat. Longitudinea poate fi estică pentru punctele situate la est de meridianul 0 (care trece prin Greenwich, Londra), cu valori între 0° și 180° sau vestică, cu valori între 0° și 180° , pentru punctele situate la vest de meridianul zero. Latitudinea astronomică, φ_P , este unghiul format de verticala locului cu planul ecuatorial. Latitudinea poate fi nordică, pentru puncte situate la nord de planul ecuatorului sau sudică, pentru puncte situate la sud de ecuator. Cota Z a unui punct considerat se consideră în raport cu suprafața geoidului, considerat ca suprafață de nivel zero.

Longitudinea și latitudinea geodezică, L_P și B_P se definesc asemănător pe elipsoidul de referință. Înălțimea unui punct față de elipsoid, H, se obține adăugând la cota punctului, Z, distanța „h” între geoid și elipsoid.

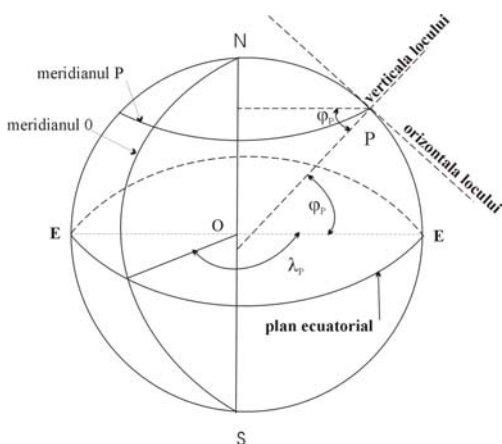


Figura 5.4. Coordonate astronomice

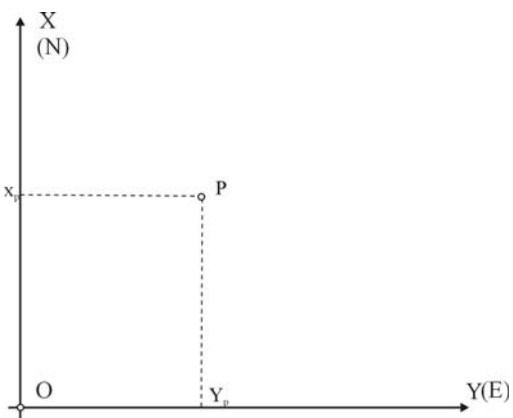


Figura 5.5. Coordonate rectangulare astronomice

Coordonatele astronomice și geodezice au valori foarte apropiate. Diferența se datorează unghiului făcut între verticala dusă prin același punct la elipsoid și la geoid, diferență denumită deviația verticalei. Dacă se notează cu ξ componenta deviației pe latitudine și cu η componenta deviației pe longitudine, relațiile de trecere de la coordonatele astronomice la cele geodezice se pot scrie:

$$B = \varphi - \xi ; \quad L = \lambda - \eta / \cos \varphi \quad [5.5]$$

Coordonatele rectangulare, X și Y, definesc poziția punctului considerat într-un plan de proiecție (figura 5.5.). Sistemul plan de proiecție adoptat la noi are axa X dată de proiecția în plan a meridianului de 25° longitudine estică, iar axa Y este perpendiculară pe X în punctul de intersecție cu paralela de 46° latitudine nordică.

5.4 Reducerea unor observații geodezice la suprafața de referință

Unele mărimi măsurate între puncte de pe suprafața topografică a pământului, aflate la distanțe mari, trebuie corectate, adică aduse la suprafața de referință (elipsoid sau, cel mai adesea în planul de proiecție). O serie de mărimi se pot determina prin substituirea elipsoidului cu sfera Gauss.

Printre corecțiile care pot prezenta o mai mare importanță în lucrările topografice sunt cele de centrare a vizei, de exces sferic și convergență a meridianelor.

5.4.1. Corecția de centrare a vizelor

Să presupunem două puncte geodezice A și B, semnalizate prin piramide și marcate prin borne la sol. Să considerăm că proiecția semnalului din B este excentrică față de bornă, iar a semnalului din A coincide cu borna (figura 5.6). Dacă în teren se staționează în borna A și se vizează semnalul din B, pentru a trece viza pe bornă trebuie adusă corecția ε . Cu notațiile din figură rezultă succesiv:

$$\frac{\sin \varepsilon}{D_{b-s}} = \frac{\sin \beta}{D} ; \quad \varepsilon^{cc} \sin 1^{cc} = \frac{D_{b-s}}{D} \sin \beta ; \quad \varepsilon^{cc} = \frac{D_{b-s}}{D} \rho^{cc} \sin \beta \quad [5.6]$$

În figura 5.6 orientarea θ_{b-s} se măsoară în teren cu o busolă de buzunar, β rezultă din diferența de orientări, D_{b-s} se măsoară cu o ruletă de buzunar, iar D se determină din coordonatele bornelor din A și B. Spre exemplu, pentru $D_{b-s} = 0,12\text{m}$, $\beta = 122,31$ gon și $D = 9670\text{m}$ rezultă $\varepsilon = +$

9^{cc}. Așadar, dacă se vizează de la borna A spre semnalul B, pentru a aduce viza pe borna B se adună 9^{cc} la citirea spre B.

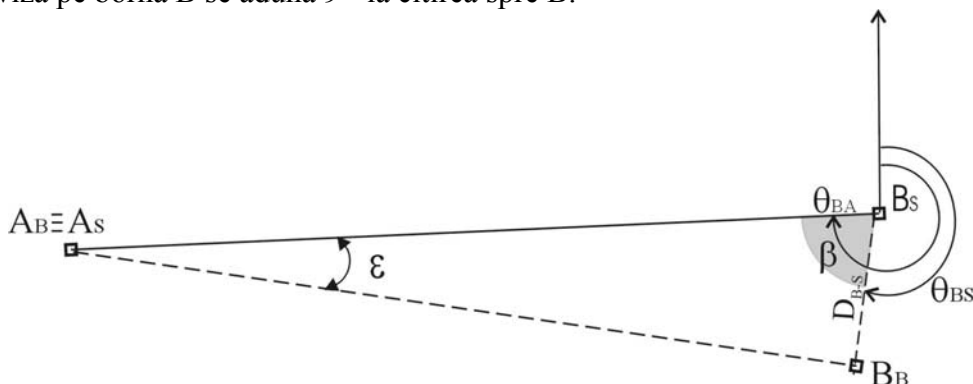


Figura 5.6. Corecția de centrare a vizei pe bornă

5.4.2. Excesul sferic

Valorile unghiurilor măsurate pe suprafața fizică a Pământului sunt diferite de cele proiectate într-un plan orizontal, dacă vizele sunt lungi, de ordinul kilometrilor. Dacă se măsoară unghiurile interioare unui triunghi pe sferă ABC (figura 5.7), suma unghiurilor, presupuse neafectate de erori, depășește 200gon cu o cantitate „ε” denumită *exces sferic*.

$$\alpha + \beta + \gamma = 200 + \varepsilon \quad [5.7]$$

Pentru evaluarea mărimii excesului sferic se consideră notațiile din figura 5.7, folosindu-ne de sfera echivalentă Gauss de rază R. Planele verticale în care basculează luneta teodolitului instalat pe rând în cele trei stații A, B, C, determină prin intersecția cu această sferă trei cercuri, care pe emisfera văzută dau naștere suprafețelor S₁ (aria triunghiului ABC), S₂, S₃, S₄. Fiecărui unghi măsurat îi corespunde în emisfera văzută câte un fus, a cărui suprafață este funcție de unghi (figura 5.7 și [5.8]) :

$$\begin{aligned} 2\pi R^2 \frac{\alpha}{200} &= S_1 + S_2 \\ 2\pi R^2 \frac{\beta}{200} &= S_1 + S_3 \\ 2\pi R^2 \frac{\gamma}{200} &= S_1 + S_4 \end{aligned} \quad [5.8]$$

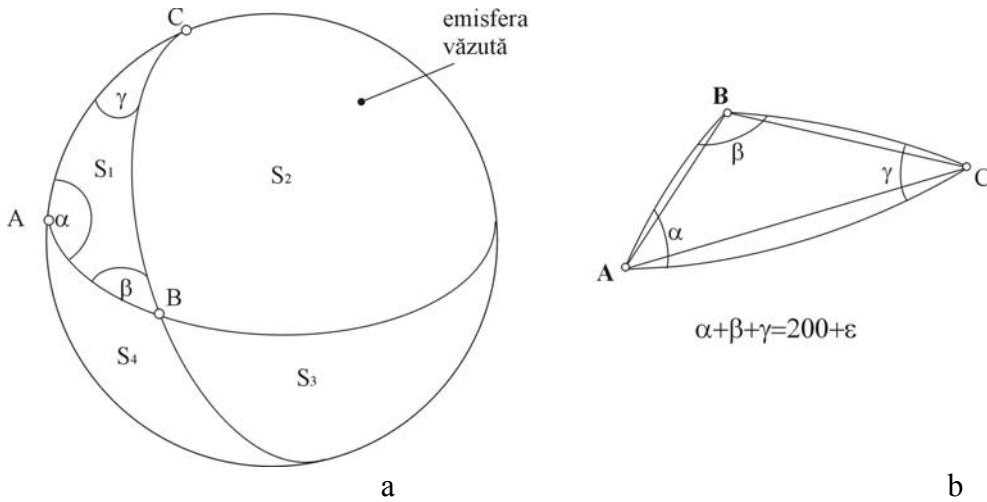


Figura 5.7. Excesul sferic

Aria întregii emisfere văzute este dată de relația:

$$S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 2\pi R^2 \quad [5.9]$$

Dacă se însumează relațiile [5.8] și se împarte prin $2\pi R^2$ rezultă succesiv:

$$S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + 2S_1 = \frac{2\pi R^2}{200^g} (\alpha + \beta + \gamma)$$

$$2\pi R^2 + 2S_1 = \frac{2\pi R^2}{200^g} (\alpha + \beta + \gamma) ; / \frac{2\pi R^2}{200}$$

$$\alpha + \beta + \gamma = 200^g + \frac{200^g}{\pi} \cdot \frac{S_1}{R^2} = \frac{2000000^{cc}}{\pi} \frac{S_1}{R^2} ;$$

$$\varepsilon^{cc} = \frac{S_1}{R^2} \rho^{cc} \quad [5.10]$$

Mărimea excesului sferic „ε” exprimat în secunde (ε^{cc}) este așadar proporțional cu mărimea suprafeței triunghiului de pe sferă (S_1). Cu ajutorul excesului sferic, direcțiile determinate pe suprafața fizică a Pământului pot fi trecute pe planul de proiecție.

5.4.3. Convergența meridianelor

Dacă distanța între punctele observate este mare și se desfășoară aproximativ de-a lungul unei paralele, atunci azimutul direct al direcției și azimutul invers diferă cu o cantitate denumită *convergența meridianelor*. Prin azimut se înțelege unghiul măsurat în sens orar între direcția nordului geografic și o direcție din plan (figura 5.8). Prin definiție, convergența meridianelor (figura 5.8b) este dată de relația:

$$\gamma = A_{MN} - (A_{NM} \pm 180^\circ) \quad [5.11]$$

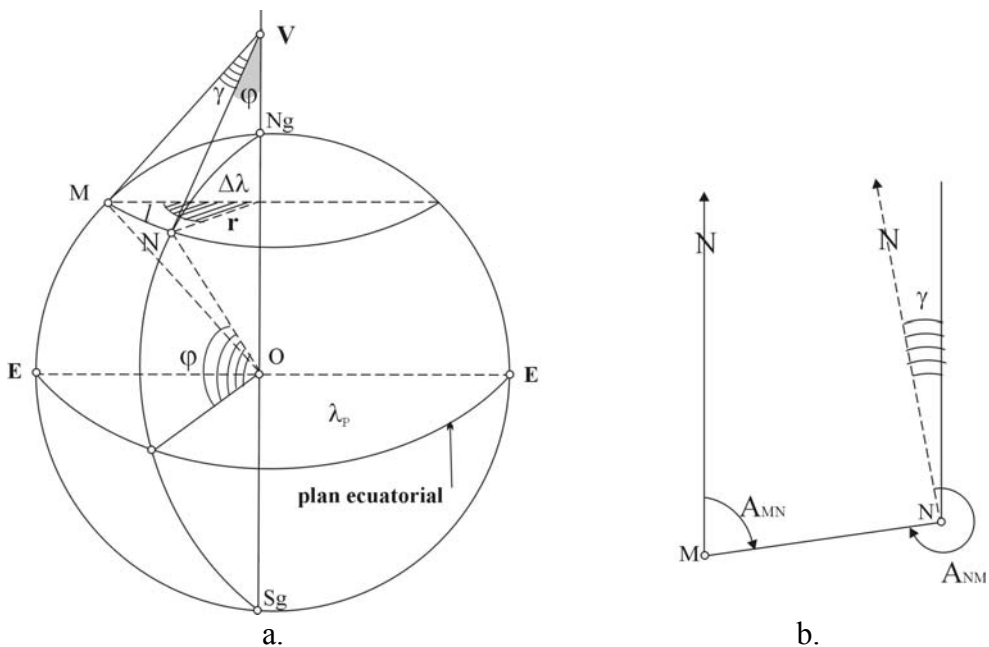


Figura 5.8. Convergența meridianelor definită a- pe sfera echivalentă, b- în plan

Dacă punctele M și N sunt la distanțe de ordinul kilometrilor de-a lungul unei paralele și se leagă prin observație directă, triangulație sau drumuri poligonometrice, există posibilitatea depășirii toleranței la închiderea pe orientări, deși măsurătorile au fost corect executate. Acest lucru se datorează convergenței meridianelor. Pentru distanțe care nu depășesc 30 – 40 km, expresia convergenței se poate determina cu ajutorul figurii 5.8a. În acest caz, arcul MN de lungime „l” se poate exprima prin diferența de longitudine, $\Delta\lambda$, dar se poate aproxima și în funcție de distanța MV și unghiul de convergență γ .

$$l = \frac{2\pi r}{360^0} \Delta\lambda \quad [5.12a]$$

$$l = \frac{2\pi \overline{MN}}{360^0} \gamma \quad [5.12b]$$

Valoarea lungimii MN se poate înlocui folosind triunghiul dreptunghic VMO (cu unghi drept în M) prin $r/\sin\varphi$. Dacă se înlocuiește în [5.12b] această valoare, se egalează relațiile [5.12] între ele și se ține cont că unghiul de convergență și diferența de longitudine sunt mici, rezultă succesiv:

$$l = \frac{2\pi r}{360^0} \Delta\lambda = \frac{2\pi r \gamma}{360^0 \sin\varphi}$$

$$\gamma'' = \Delta\lambda'' \sin\varphi \quad [5.13]$$

Relația [5.13] arată că, pentru distanțe de până la 40 km, convergența meridianelor este funcție de diferența de longitudine dintre punctele M și N ($\Delta\lambda$) și de latitudinea medie, φ , a punctelor. Din punctul de vedere al latitudinii, se observă că, pentru o aceeași diferență de longitudine, valoarea convergenței este minimă la Ecuator ($\sin\varphi = 0$) și crește pe măsură ce punctele sunt mai apropiate de poli.

5.5 Noțiuni privind proiecțiile cartografice. Clasificarea lor

Reprezentarea în plan a suprafețelor curbe se face prin intermediul unui sistem de proiecție. Această problemă a fost din timpuri străvechi o preocupare pentru oamenii de știință, care au căutat să stabilească legile matematice ale trecerii elementelor măsurate pe suprafețe curbe în plan sau într-o altă suprafață desfășurabilă în plan. Adoptarea unei proiecții cartografice, adică a modului de trecere de la suprafața curbă a Pământului la o suprafață plană conduce la deformarea elementelor măsurate (unghiuri, distanțe, suprafețe, forme. Indiferent de sistemul de proiecție ales, nu se poate păstra nedeforțat decât unul sau cel mult două din elementele măsurate. Punctele și liniile unde nu se produc deformații se numesc puncte sau linii de *deformație nulă*. În mod practic, mai întâi se face trecerea punctelor de pe *suprafața topografică* a terenului pe *elipsoidul de referință* sau pe *sfera echivalentă* și apoi se face trecerea punctelor de pe suprafața elipsoidului pe o *suprafață plană* sau desfășurabilă în plan (cilindru, con), prin adoptarea unei proiecții cartografice.

Proiecția punctelor de pe elipsoid pe plan se numește proiecție geodezică, iar de pe sfera echivalentă pe plan – proiecție cartografică

Există numeroase criterii de clasificare a proiecțiilor cartografice, dar câteva sunt utile pentru practică.

Astfel, după natura deformațiilor (a elementelor care se modifică prin proiecție), există:

- *proiecții conforme*, care păstrează nedeformate unghiurile, dar deformează suprafețele și distanțele,
- *proiecții echivalente*, care păstrează nedeformată mărimea suprafeței, dar modifică unghiurile și distanțele,
- *proiecții arbitrare (echidistante)*, la care rămân nedeformate distanțele numai după anumite direcții, dar deformează unghiurile și suprafețele.

După tipul suprafeței geometrice cu ajutorul cărora se face trecerea în plan, există proiecții azimutale, cilindrice, conice, policonice, poliedrice ș. a. La aceste proiecții diferă aspectul rețelei, adică imaginea pe care o dă în proiecție rețeaua de meridiane și paralele.

Proiecțiile azimutale sunt acelea la care trecerea punctelor se face direct pe un plan, care este secant sau tangent la sfera echivalentă. În funcție de punctul de vedere ales (adică de punctul din care se consideră că pleacă razele proiectante), proiecțiile azimutale pot fi (figura 5.9):

- *gnomonice*, când punctul de vedere este în centrul sferei, O (P_g),
- *stereografice*, dacă centrul perspectivei, S , se află diametral opus punctului de tangență (P_s)
- *ortografic*, când proiectantele își au originea la infinit, adică sunt perpendiculare pe planul de proiecție (P_o).

În funcție de poziția planului față de sferă, proiecțiile azimutale pot fi pe plan secant sau tangent.

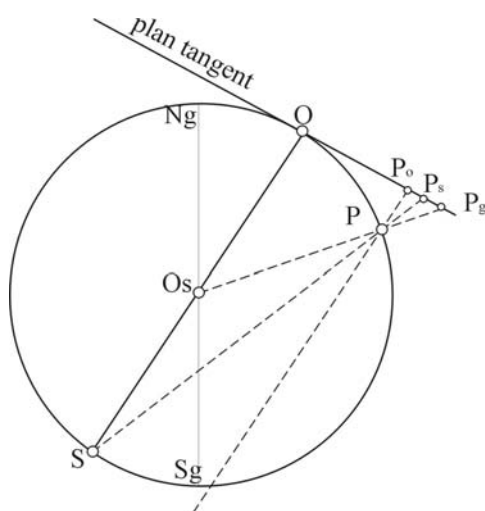


Figura 5.9. Proiecții azimutale pe plan tangent

Se observă că toate direcțiile care trec prin punctul de tangență se păstrează la trecerea pe plan, iar distanțele se deformează cu atât mai mult cu cât sunt mai îndepărtate de punctul de tangență.

Proiecțiile cilindrice sunt acelea la care porțiunea de pe sferă care urmează a fi reprezentată se proiectează mai întâi pe un cilindru tangent la sferă, apoi cilindrul se desfășoară în plan. O astfel de proiecție a fost folosită la noi în țară până în anul 1970 (proiecția Gauss – Krüger). În cadrul ei, Pământul a fost împărțit în fuse de câte 6° , începând de la meridianul zero (Greenwich), existând un meridian axial, la mijlocul fiecărui fus. Sfera echivalentă sau elipsoidul de referință se înfășoară cu un cilindru tangent la meridianul axial (figura 5.10). După proiectarea punctelor pe cilindru, se taie cilindrul după generatoarele care trec prin cei doi poli și se desfășoară în plan.

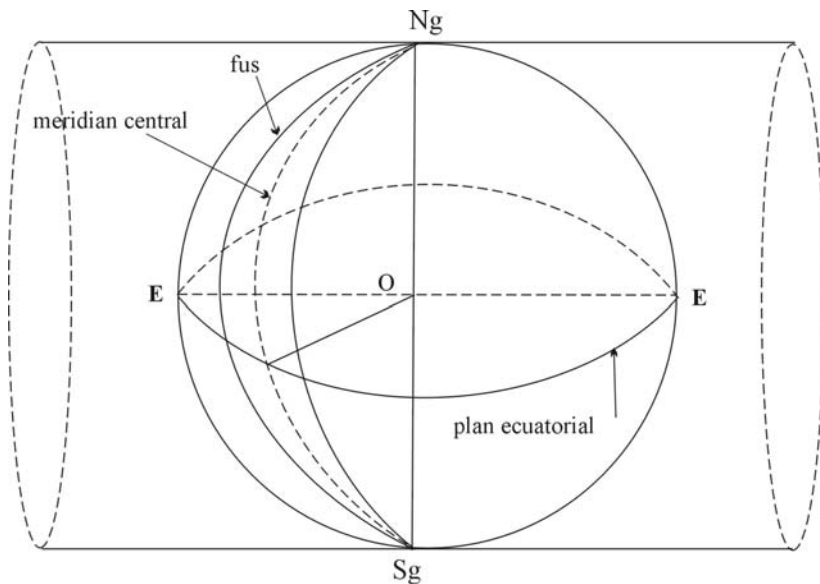


Figura 5.10. Principiul proiecției în sistemul cilindric Gauss- Krüger

Proiecțiile conice folosesc drept suprafață intermediară între sferă și plan un con tangent la sferă. Punctele se trec pe con, apoi acesta se desface prin tăierea după o generatoare.

Alegerea unui anumit sistem de proiecție se face după diverse criterii, din care se amintesc: forma, mărimea teritoriului de reprezentat și scopul reprezentării. Nevoile ingierești sau militare sunt satisfăcute mai ales de proiecțiile conforme, care păstrează asemănarea figurilor, iar în cadastru se folosesc proiecții echivalente, care păstrează constantă mărimea suprafețelor.

În România s-a folosit, de la sfârșitul sec. XIX și până în primul război mondial, proiecția echivalentă Bonne, folosind ca elipsoid de referință elipsoidul Bessel pentru Muntenia de est și Moldova și elipsoidul Clarke pentru Muntenia de vest și Oltenia. În 1930 s-a adoptat proiecția stereografică pe plan secant și elipsoidul Hayford, iar în 1951 s-a adoptat proiecția cilindrică Gauss – Krüger și elipsoidul Krasovski. Din anul 1970 s-a revenit la proiecția stereografică pe plan secant, pe elipsoidul Krasovski, cu elemente îmbunătățite față de cel din 1930.

Elementele care caracterizează un sistem de proiecție sunt: natura proiecției, sistemul de axe de coordonate plane, legea deformării distanțelor, legea de reducere la coardă și împărțirea hărții în foi.

5.6 Proiecția Stereografică 70 pe plan secant unic

Analiza în timp a proiecției cilindrice Gauss – Kruger a arătat că, față de configurația țării noastre, se creează o serie de dezavantaje: legea deformării distanțelor conducea la valori mari (la distanța maximă față de centru, de 240 km, deformarea unui km era de 0,708m), existau două sisteme de axe de coordonate (corespunzătoare celor două fuse în care era cuprinsă România), iar racordarea foilor de plan la marginea fuselor se făcea cu dificultăți. Aceste observații au condus la necesitatea adoptării unei proiecții stereografice, care răspunde mai bine problemelor ridicate de nevoile practicii.

5.6.1. Natura proiecției, sistemul de axe

Proiecția stereografică 70 este o proiecție azimutală (pe un plan), perspectivă (se folosesc legile perspectivei liniare), conformă (păstrează unghiurile). Planul de proiecție este secant, fiind coborât cu 3,502m față de planul tangent la sfera echivalentă.

Toată suprafața țării noastre se poate încadra într-un cerc cu raza de aproximativ 400km. Centrul cercului este considerat totodată și origine a sistemului de axe rectangulare XOY și se află situat la N de orașul Făgăraș, la intersecția paralelei de 46° latitudine nordică cu meridianul de 25° longitudine estică (figura 5.11).

În acest mod, întreaga țară este împărțită în patru cadrane. Pentru a ușura o serie de calcule, în majoritatea cazurilor se folosește un sistem de axe a cărui origine este translată în același plan cu 500km spre sud respectiv vest. Axa OX, considerată a absciselor, are direcția spre N, iar axa OY, a ordonatelor, este îndreptată spre est.

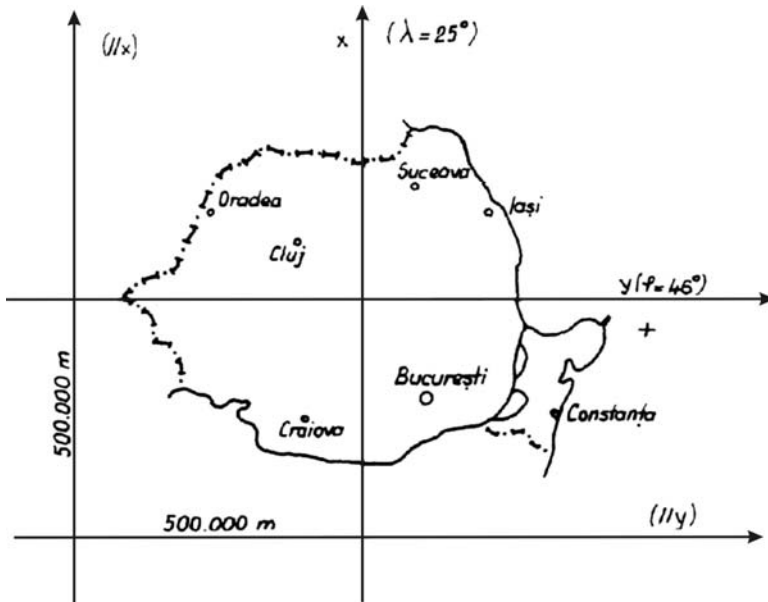


Figura 5.11. Sistemul axelor de coordonate în sistemul Stereo 70

5.6.2. Legea de deformare a distanțelor

La trecerea distanțelor măsurate pe sferă în planul de proiecție se produc modificări ale mărimii acestora. Pentru simplificare, se consideră mai întâi un plan tangent la o sferă de rază R . Deformația Δ se consideră diferența între lungimea de pe sferă, d' , și cea care corespunde proiecției, d (figura 5.12).

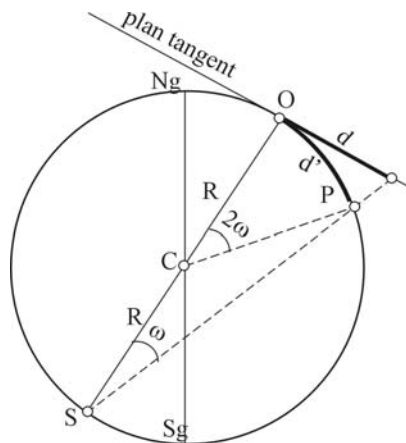


Figura 5.12. Deformația distanțelor în proiecție stereografică pe plan tangent

$$\Delta = d' - d = 2R \operatorname{tg} \omega - R 2\omega = 2R(\operatorname{tg} \omega - \omega) \quad [5.14]$$

În relația [5.14] se dezvoltă funcția $\operatorname{tg}\omega$ în serie McLaurin (care poate fi considerată o variantă particulară a seriei Taylor, pentru cazul în care funcția este continuă și are derivată continuă în zero). Dezvoltarea în serie McLaurin se face cu ajutorul valorilor funcției „f” și a derivatelor de ordin superior în zero:

$$f(x) = f(0) + \frac{x}{1!} f'(0) + \frac{x^2}{2!} f''(0) + \frac{x^3}{3!} f'''(0) + \dots + \frac{x^n}{n!} f^{(n)}(0) + \dots \quad [5.15]$$

Dacă se consideră funcția $f(\omega) = \operatorname{tg}\omega$ și se dezvoltă în serie McLaurin, se poate scrie succesiv, ținând cont că $\sin 0 = 0$ și $\cos 0 = 1$:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg}\omega &= \operatorname{tg}(0) + \frac{\omega}{1} \frac{1}{\cos^2 0} + \frac{\omega^2}{1 \times 2} \frac{2 \sin 0}{\cos^3 0} + \frac{\omega^3}{1 \times 2 \times 3} 2 \times \frac{1 + 2 \sin^2 0}{\cos^4 0} + \dots = \\ &\cong \omega + \frac{\omega^3}{3} + \frac{2}{3} \frac{\omega^5}{5} + \dots \end{aligned} \quad [5.16]$$

Din dezvoltare s-au reținut doar primii doi termeni deoarece, cu cât este mai mare rangul termenului, cu atât este mai mic aportul lui în valoarea sumei; ținând cont de aceasta și de relația [5.14] rezultă succesiv:

$$\Delta = 2R\left(\omega + \frac{\omega^3}{3} - \omega\right) = 2R \frac{\omega^3}{3} \quad [5.17]$$

Relația [5.17] exprimă valoarea deformației funcție de unghiul ω ; valoarea acestuia este, practic, foarte dificil de determinat. De aceea se încearcă exprimarea valorii ω funcție de valori ușor de determinat și apoi înlocuirea în [5.17]:

$$d = 2R\omega; \Rightarrow \omega = \frac{d}{2R} \quad [5.18a]$$

$$\Delta = 2R \frac{d^3}{3 \times 8R^3} = \frac{d^3}{12R^2} \quad [5.18b]$$

Relația [5.18b] oferă valoarea deformației distanței „d” la trecerea ei de pe sfera echivalentă pe planul tangent. De cele mai multe ori contează însă deformația unității de distanță (1km) la trecerea pe plan (Δu). Această valoare se obține diferențiind funcția de distanță definită prin [5.18b].

$$\Delta u = \left(\frac{3d^2}{12R^2} \right)'_{(d)} = \frac{d^2}{4R^2} \quad [5.19]$$

Relația de mai sus ne arată că unitatea de distanță (1km) se deformează proporțional cu pătratul distanței până la punctul de tangență (O). Ținând cont de condițiile efective pentru țara noastră, pentru diverse valori ale distanței ”d” rezultă:

$d = 0 \text{ km} \Rightarrow \Delta u = 0$; $d = 100 \text{ km} \Rightarrow \Delta u = 7,1 \text{ cm/km}$; $d = 200 \text{ km} \Rightarrow \Delta u = 25,6 \text{ cm/km}$;

$d = 300 \text{ km} \Rightarrow \Delta u = 56,3 \text{ cm/km}$; $d = 400 \text{ km} \Rightarrow \Delta u = 98,3 \text{ cm/km}$

Aceste valori indică deformația pentru un *plan tangent* la sfera echivalentă. Sistemul de proiecție Stereografic 70 utilizează însă un *plan secant*, în scopul de a micșora deformațiile de distanță în zonele cele mai îndepărtate de centrul sistemului de axe. Acest plan este secant la sfera echivalentă la o adâncime de 3,502m, dând naștere prin intersecție cu sfera unui cerc cu o rază de 201,72 km (figura 5.13a, b). Pe acest cerc se consideră că deformațiile unitare sunt zero („cercul deformațiilor nule”).

Pentru cazul planului secant și ținând cont de observațiile de mai jos, deformația unitară devine:

$$\Delta u = \frac{d^2}{4R^2} - 0,256m \quad [5.20]$$

Înlocuind pentru diverse valori ale distanței, rezultă următoarele deformații unitare: $d = 0 \text{ km} \Rightarrow \Delta u = - 25,6 \text{ cm/km}$; $d = 100 \text{ km} \Rightarrow \Delta u = - 18,5 \text{ cm/km}$; $d = 200 \text{ km} \Rightarrow \Delta u \cong 0 \text{ cm/km}$ (cercul deformațiilor nule este de rază aproximativ 200 km); $d = 300 \text{ km} \Rightarrow \Delta u \cong 31 \text{ cm/km}$; $d = 400 \text{ km} \Rightarrow \Delta u \cong 73 \text{ cm/km}$. Din relație și figură se observă că deformațiile unitare sunt negative în interiorul cercului de deformații nule și pozitive în exterior. De asemenea, pe ansamblul teritoriului valoarea deformațiilor este mai mică decât în cazul planului tangent. Evident, deformațiile unitare sunt mai mici și ca în vechiul sistem de proiecție Gauss – Kruger.

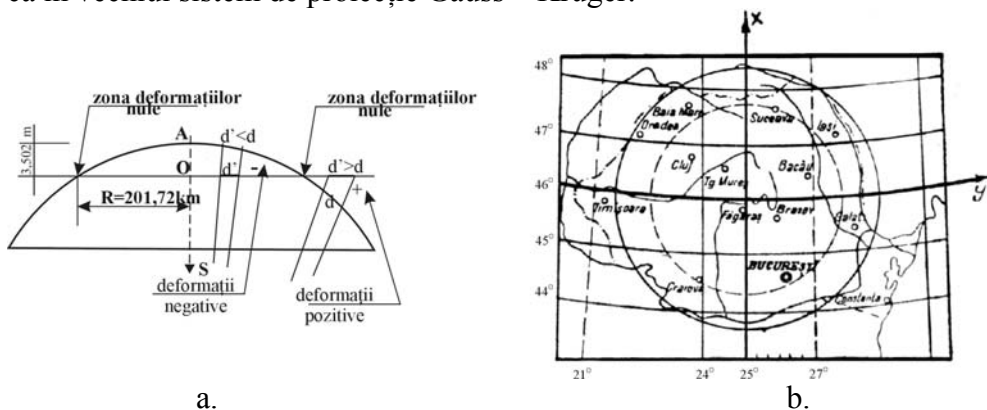


Figura 5.13. a- poziția planului secant în Proiecția Stereografică 70, b- poziția cercului de deformații nule (cu linie punctată)

5.6.3. Legea de reducere la coardă

Reducerea la coardă se referă la deformarea direcțiilor trecute de pe sfera echivalentă pe planul de proiecție. Toate direcțiile de pe sferă se proiectează în plan ca linii curbe, cu excepția celor care trec prin punctul de tangență O, opus celui stereografic S (conform notațiilor din figura 5.9). Aceste direcții se proiectează în plan prin drepte, care trec prin originea axelor de coordonate O. Direcția oarecare 1- 2 de pe sferă se va proiecta în plan printr-o curbă, formându-se un triunghi sferic cu laturile rectilinii O-1 și O-2, care trec prin origine (figura 5.14). În condițiile enunțate, singura latură a triunghiului afectată de excesul sferic este latura 1-2.

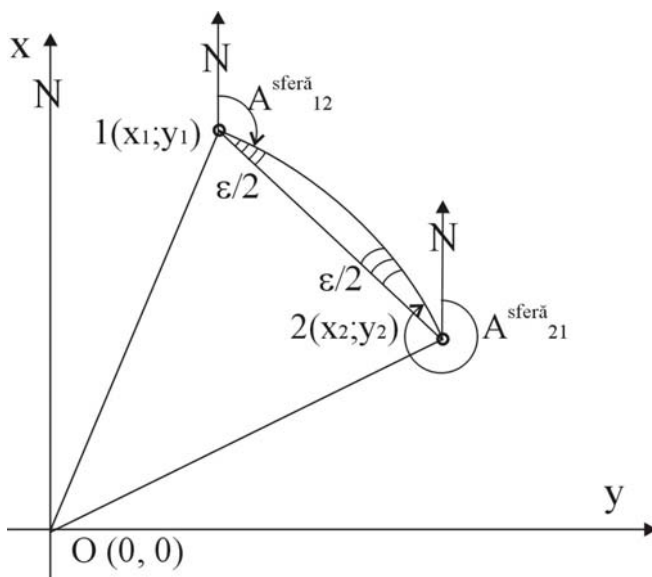


Figura 5.14. Reducerea direcțiilor la coardă

Conform figurii 5.14 rezultă:

$$A_{12}^{plan} = A_{12}^{sfera} + \frac{\varepsilon}{2} \quad [5.21a]$$

$$A_{21}^{plan} = A_{21}^{sfera} - \frac{\varepsilon}{2} \quad [5.21b]$$

Dacă distanța între 1 și 2 este suficient de mare (de ordinul kilometrilor), trebuie ținut cont de mărimea excesului sferic, dată de relația [5.10]. Mărimea suprafeței se poate calcula cu relația:

$$S = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 0 & 0 & 1 \\ x_1 & y_1 & 1 \\ x_2 & y_2 & 1 \end{vmatrix} = \frac{1}{2} (x_1 y_2 - x_2 y_1) \quad [5.22]$$

În aceste condiții, relația [5.10] se poate scrie:

$$\varepsilon^{cc} = \frac{S}{2R^2} \rho^{cc} = \frac{\rho^{cc}}{4R^2} (x_1 y_2 - x_2 y_1) \quad [5.23]$$

Cu valoarea din relația [5.23] se determină azimutele în plan din relațiile [5.21], eliminându-se efectul excesului sferic.

Se face observația că, în cazul acestei determinări, coordonatele punctelor 1 și 2 din relația [5.23] sunt cele reale, cu semnul + sau -, care nu sunt afectate de translarea cu 500 km pe direcția sud și vest.

5.6.4 Împărțirea hărții în foi

Teritoriul național nu poate fi reprezentat într-o singură hartă, întrucât ar putea rezulta dimensiuni foarte mari, nepractice. De aceea, harta se împarte în *foi de plan (trapeze)*, care au mărimi rezonabile din punctul de vedere al folosirii lor. Pentru a le localiza în mod unic sau pentru a le alătura în vederea obținerii reprezentării unei zone mai întinse din teren, foile de plan au denumiri specifice, funcție de scara la care sunt alcătuite. Regulile care stau la baza denumirii foilor de plan conduc la așa – numita *nomenclatură a planurilor și a hărților*.

La introducerea sistemului de proiecție Stereografic 70, în vederea racordării cu ușurință a noilor planuri cu cele vechi, s-a considerat ca împărțirea în foi a hărții din sistemul Gauss – Kruger să se păstreze. Așa se face că foile de hartă din Stereo 70 sunt delimitate de proiecțiile acelorași meridiane și paralele și de aceea păstrează aceeași nomenclatură ca și în vechiul sistem, cu excepția foilor la scara 1:2000. În acest fel, au rămas valabile ridicările realizate până în 1970, putând fi completate cu altele noi. Aspectul rețelei de meridiane și paralele proiectate în plan (care mărginesc foile de plan) este specific proiecției stereografice: meridianele se proiectează ca drepte concurente într-un punct, iar paralelele ca arce de cerc concentrice.

La scara 1:1.000.000 întreg globul se împarte în fuse de 6° de-a lungul meridianelor și în zone de 4° de-a lungul paralelelor. Fusele sunt numerotate cu cifre arabe, începând cu 1 de la meridianul opus meridianului Greenwich (primul fus la est de Greenwich este al 31 – lea), iar zonele cu litere mari de la ecuator spre nord.

În zona teritoriului României nomenclatura foilor ce cuprind teritoriul național este: K-34, K-35, L-34, L-35, M-34, M-35 (figura 5.15)

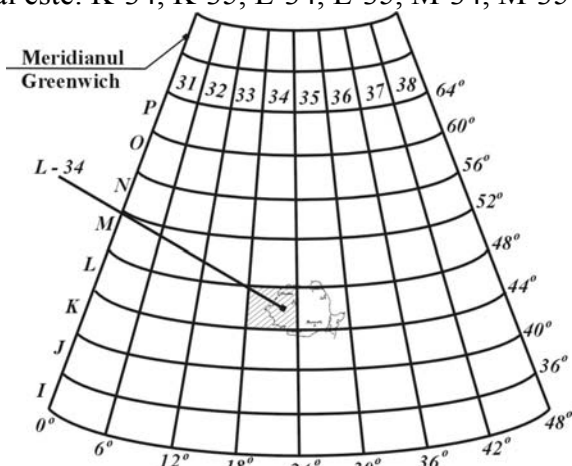


Figura 5.15. Aspectul rețelei la scara 1:1.000.00 și nomenclatura foilor de plan

Pentru scările normate imediat inferioare, nomenclatura se creează plecând de la scara 1:1.000.00, respectând următoarele reguli (figura 5.16):

- la scara 1:500.000, trapezul mare (de exemplu L-34) se împarte în patru foi prin mijloacele laturilor, notate cu A,B,C, D; un astfel de trapez este L-34-B,

- la scara 1:200.000, trapezul mare (L-34) se împarte în 36 trapeze prin împărțirea laturilor în câte 6 părți egale. Trapezele sunt numerotate cu cifre romane de la I la XXXVI; un astfel de trapez este L-34-XXIV,

- la scara 1:100.000, trapezul mare (de exemplu L-34) se împarte în 144 foi prin împărțirea laturilor în câte 12 părți egale. Trapezele sunt notate cu cifre arabe de la 1 la 144; un astfel de trapez este L-34-143.

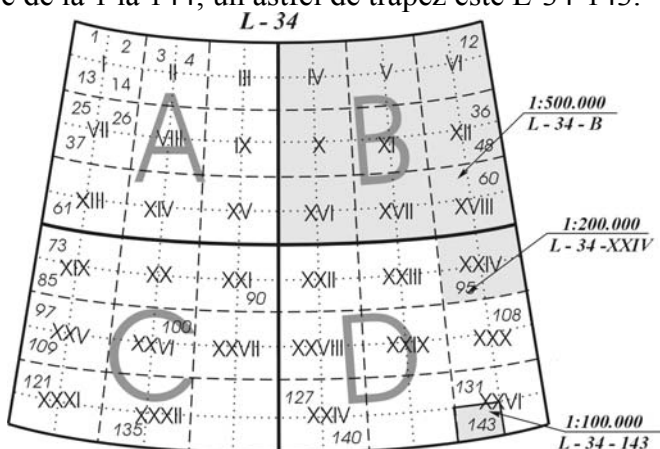


Figura 5.16. Nomenclatura foilor de plan pentru scările 1:500.000 – 1:100.000

Pentru scările normate cuprinse între 1:100.000 și 1:5.000 se păstrează de asemenea nomenclatura după Gauss – Kruger. Pentru foile la această scară nomenclatura se obține plecând de la nomenclatura foii de plan la 1:100.000 în care sunt conținute (figura 5.17).

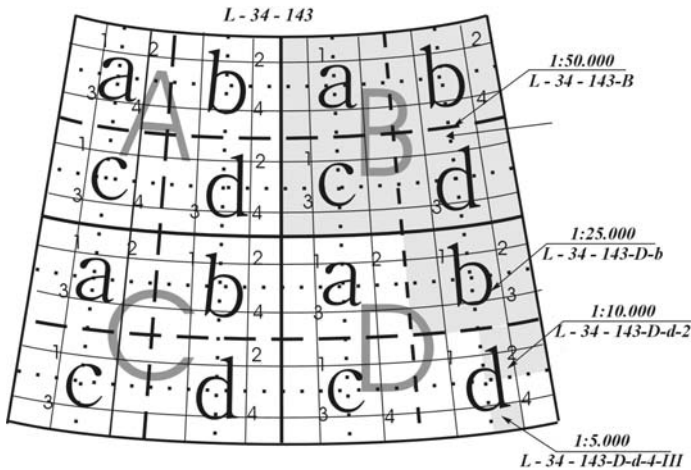


Figura 5.17. Nomenclatura foilor de plan pentru scările 1: 100.000 – 1:5.000

Trapezul la scara 1:100.000 (de exemplu L-34-143) se împarte în patru părți la scara 1:50.000, numerotate A, B, C, D (de exemplu L-34-143-B); acestea la rândul lor se împart în 4 părți pentru 1:25.000: a, b, c, d (L-34-143-D-b) și o astfel de foaie în 4 pentru scara 1:10.000: 1, 2, 3, 4 (L-34-143-D-d-2). Pentru obținerea foilor de plan la scara 1:5000, trapezul la 1:10.000 se împarte în 4 pe fiecare latură, iar fiecare trapez se notează cu cifre romane: I, II, III, IV (de exemplu L-34-143-D- d -4 - III). La scara 1:2000 apare diferențierea față de numerotarea în sistemul Gauss – Kruger. În vechea numerotare se împărțea trapezul la 5.000 în 9 părți numerotate a, b, ..., i; la sistemul Stereo 70 nomenclatura foii la 1:2.000 se obține împărțind în 4 părți foaia 1:5.000, numerotate cu 1, 2, 3, 4 (L-34-143-D- d -4 – III-2).

Pentru identificarea unei foi se apelează la o reprezentare schematică (scheletul hărții), care cuprinde modul de divizare succesivă a foilor de plan, precum și rețeaua de meridiane și paralele care creează cadrul geografic.

CAPITOLUL 6

RETELE GEODEZICE

6.1. Generalități, tipuri. Rețeaua de triangulație

O rețea geodezică reprezintă ansamblul de puncte de pe suprafața Pământului pentru care se cunosc coordonatele într-un sistem unic de referință.

Rețelele geodezice pot fi:

- *rețea de triangulație geodezică* sau *rețea geodezică de stat*, care are ca principal scop determinarea formei și a dimensiunilor Pământului precum și stabilirea unui cadru unitar lucrărilor de ridicare în plan,
- *rețeaua geodezică de nivelment* sau *rețeaua nivelmentului de stat*, care conține puncte ce stau la baza altimetriei lucrărilor de ridicare în plan,
- *rețeaua gravimetrică*, care conține puncte în care se determină precis valoarea și direcția accelerației gravitaționale și care servesc în ansamblu la determinarea formei Pământului.

Rețelele de stat (rețeaua de triangulație și nivelment) constituie suportul unitar și obligatoriu de sprijin pentru toate categoriile de lucrări topografice. Aceste rețele sunt constituite din 4 ordine: I, II, III, IV și au fost determinate de instituții ale statului, specializate în lucrări geodezice. Aceste rețele sunt de cele mai multe ori insuficiente pentru lucrările curente din topografie, așa încât se impune îndesirea lor prin puncte de ordinul V. Îndesirea cu puncte de ordin V poate fi de competența și de datoria topografiei. Rețelele de ordin I – IV împreună cu cele de ordin V (*rețeaua de îndesire*) formează *rețeaua de sprijin*.

Date despre punctele din rețeaua geodezică sau de îndesire (descrierea, amplasarea, coordonate) se află în băncile de date ale Oficiului Național de Cartografie, Geodezie și Cadastru (ONCGC) și ale filialelor județene (OJCGC).

Capitolul 6. Rețele geodezice

Rețeaua de triangulație geodezică este constituită din puncte grupate în patru ordine: I, II, III, IV, funcție de distanța dintre puncte și de precizia de determinare a punctelor.

Triangulația geodezică de ordin I este rețeaua de bază, determinată prin metode astrono- geodezice, de densitate aproximativ constantă pe întreg teritoriul național. Punctele rețelei servesc pentru scopuri științifice, la realizarea legăturilor cu triangulațiile țărilor vecine și reprezintă baza de la care se determină punctele de ordin II – IV.

Punctele de ordin I au coordonatele determinate atât pe elipsoidul de referință (B, L), cât și în planul de proiecție (X, Y), iar cota este determinată față de geoid. Rețeaua punctelor de ordin I se prezintă ca o rețea compactă, extinsă pe întreg teritoriul național. Ea cuprinde 374 puncte, care sunt reunite în 657 triunghiuri alăturate, combinate cu 6 patrulatere cu ambele diagonale observate (figura 6.1).

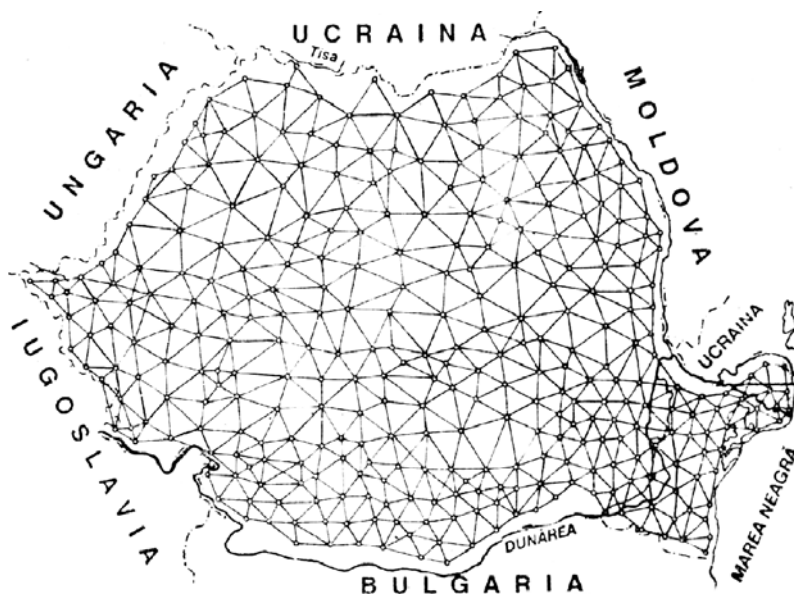


Figura 6.1. Rețeaua de triangulație de ordin I

Triangulația de ordin II – IV conține puncte ale căror coordonate se obțin numai în planul de proiecție prin îndesirea succesivă a rețelei de ordin I. Se realizează astfel principiul omogenității preciziei de determinare: deși erorile unghiulare ($m\alpha$) cresc de la ordinul I la IV, erorile de poziție (md) rămân aproximativ aceleași, întrucât distanțele dintre puncte descresc odată cu creșterea ordinului (figura 6.2). Rețeaua de ordin II – IV s-a realizat prin intersecții.

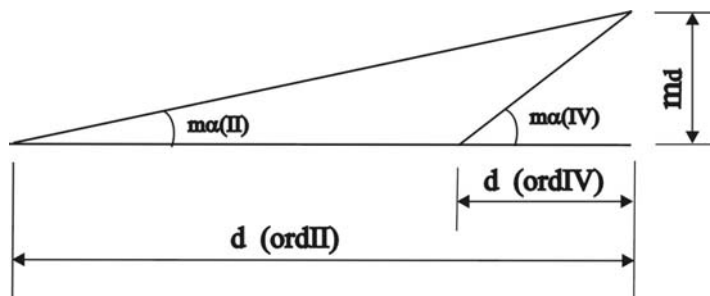


Figura 6.2. Erorile unghiulare și de poziție în rețelele geodezice

Punctele de triangulație geodezică de ordin I – IV formează o rețea a cărei densitate este aproximativ de 1 punct la 20 km², ceea ce revine în medie la 5 puncte geodezice pe foaia de plan la scara 1:25.000. Cotele punctelor din această rețea se deduc prin nivelment trigonometric la distanțe mari sau, dacă este posibil, prin nivelment geometric. Punctele rețelei de ordin I – IV, ca și cele de ordin V, se semnalizează și se marchează durabil în teren.

6.2. Generalități privind elementele măsurate și calculul rețelelor de triangulație

În cazul rețelei de ordin I se măsoară toate unghiurile orizontale și verticale, un număr de laturi, dar și mărimi gravimetrice și astronomice. La rețelele de ordinul II, III și IV se măsoară *numai* unghiurile orizontale și verticale. Metodele de măsurare și instrumentele sunt specifice geodeziei.

Astfel, unghiurile orizontale se măsoară prin metoda Schreiber (pentru cazul rețelelor de ordin I și II) sau prin metoda seriilor (la rețelele de ordin III și IV). Se recomandă ca măsurarea unghiurilor orizontale să se facă dimineața sau după amiază. Unghiurile verticale se măsoară în perioada prânzului, când se cunoaște coeficientul de refracție atmosferică.

Laturile măsurate în rețeaua de ordin I (au fost măsurate prin unde 8 laturi într-o primă fază și 65 ulterior) au rolul de a limita propagarea erorilor și sunt răspândite uniform în rețeaua de puncte.

Măsurătorile gravimetrice se referă la accelerația gravitațională (mărime, direcție), iar cele astronomice la azimute astronomice, care au fost determinate pentru 45 de laturi.

În ce privește calculul triangulațiilor geodezice, acesta se face diferit, după cum este cazul rețelei de ordin I sau II – IV. În ambele cazuri, determinarea rețelelor este făcută cu un grad de precizie ridicat.

În cazul rețelei de ordin I, se fac mai întâi calcule preliminare de trecere pe elipsoid a direcțiilor și a distanțelor, a determinărilor astronomice, se aplică corecția de centrare și reducere. Se rezolvă apoi, într-o primă

aproximație, triunghiurile geodezice prin substituirea elipsoidului cu sfera de rază medie. Compensarea rețelei de ordin I s-a făcut în bloc (simultan pentru toate punctele), folosind MCMP metoda variației coordonatelor.

În cazul rețelei de ordin II, III și IV, compensarea s-a făcut prin metoda celor mai mici pătrate (MCMP) – metoda observațiilor indirecte – variația coordonatelor. În principiu, aceasta presupune calculul unor corecții dx , dy care, aplicate coordonatelor provizorii, conduc la coordonatele definitive ale punctelor noi, coordonate ce reprezintă cea mai probabilă poziție a lor.

Într-o primă etapă se determină corecțiile de aplicat coordonatelor provizorii. Să considerăm că unui punct nou, P, i-au fost determinate coordonatele provizorii, x și y din punctele vechi 1, 2, 3, 4, aparținând triangulației geodezice (figura 6.3.a). Determinarea se face prin intersecție combinată, înainte sau înapoi. Metoda are la bază legătura care există între variația coordonatelor și variația unghiurilor (orientărilor) măsurate (figura 6.3.b).

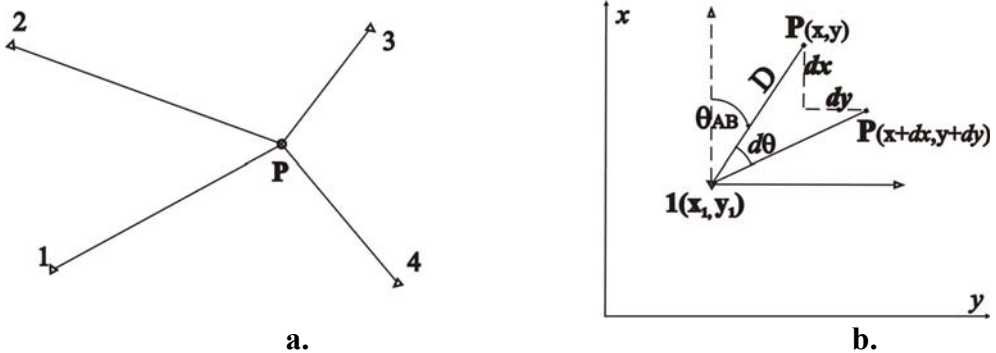


Figura 6.3. Elemente de calcul în MCMP – variația coordonatelor: a: schema vizelor, b: variația orientării și a coordonatelor

Relația de bază se stabilește plecând de la ecuația dreptei, care se logaritmează și se diferențiază:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{y - y_1}{x - x_1} \quad [6.1]$$

$$\log \operatorname{tg}\theta = \log(y - y_1) - \log(x - x_1) \quad [6.2]$$

$$\frac{1}{\cos^2 \theta} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg}\theta} d\theta = \frac{1}{y - y_1} \rho dy - \frac{1}{x - x_1} \rho dx \quad [6.3]$$

Dacă în [6.3] se înlocuiește $\operatorname{tg}\theta$ prin $\sin\theta/\cos\theta$, $\sin\theta$ cu $(y - y_1)/D$ și $\cos\theta$ cu $(x - x_1)/D$, unde D este distanța de la $1(x_1, y_1)$ la punctul $P(x, y)$, atunci pentru direcția 1-P (punct fix – punct variabil) rezultă:

Capitolul 6. Rețele geodezice

$$d\theta_{1P} = \frac{x - x_1}{D^2} \rho dy - \frac{y - y_1}{D^2} \rho dx \quad [6.4]$$

Pentru direcția inversă P-1 (punct nou – punct vechi), coordonatele relative se schimbă numai ca semn, pentru a rezulta același efect:

$$d\theta_{P1} = \frac{y_1 - y}{D^2} \rho dx - \frac{x_1 - x}{D^2} \rho dy \quad [6.5]$$

Din rațiuni practice, se împarte membru cu membru cu 10, rezultând variația pe decimetru. Coeficienții a și b din relația [6.6] se numesc *coeficienți de direcție* sau *constante de direcție*.

$$a = \frac{\rho}{10} \cdot \frac{y_1 - y}{D^2} \quad ; \quad b = -\frac{\rho}{10} \cdot \frac{x_1 - x}{D^2} \quad [6.6]$$

În acest fel, relația care leagă variația orientării, $d\theta$, de variația coordonatelor devine:

- pentru un punct fix, vechi (1) și unul variabil, nou. (P):

$$\text{de la P la 1: } d\theta = adx + bdy$$

$$\text{de la 1 la P: } d\theta = -adx - bdy \quad [6.7]$$

- pentru ambele puncte variabile:

$$\text{de la P la 1: } d\theta = adx + bdy - adx_1 - bdy_1$$

$$\text{de la 1 la P: } d\theta = adx_1 + bdy_1 - adx - bdy \quad [6.8]$$

Vizele reale, duse în teren din punctul vechi spre punctul nou, nu trec prin punctul provizoriu (Pp) și nici prin cel definitiv (Pd), ale cărui coordonate sunt deocamdată necunoscute. Coordonatele punctului provizoriu au rezultat ca medie a intersecțiilor (figura 6.4a). Corecția v de adus pentru valoarea orientării vizei din teren până pe direcția punctului definitiv (Pd) se poate exprima prin relația [6.9]:

$$v = d\theta + \omega = adx + bdy + \omega \quad [6.9]$$

Capitolul 6. Rețele geodezice

Termenul ω se poate determina (figura 6.4b) ca diferență între orientarea direcției 1P (calculată din coordonate) și valoarea orientării măsurată în teren:

$$\omega = \theta_p - \theta_t \quad [6.10]$$

Ecuatii de forma [6.9] se pot scrie pentru oricare viză luată în calculul punctului P, rezultând *sistemul ecuațiilor de erori*, v_i sau al corecțiilor dx și dy .

$$\begin{cases} v_1 = a_1 dx + b_1 dy + \omega_1 \\ v_2 = a_2 dx + b_2 dy + \omega_2 \\ \dots \dots \dots \\ v_n = a_n dx + b_n dy + \omega_n \end{cases} \quad [6.11]$$

Dacă sunt două puncte noi, ecuațiile se pot scrie sub forma generală:

$$v_i = a_i dx_1 + b_i dy_1 + c_i dx_2 + d_i dy_2 + \omega_i \quad [6.12]$$

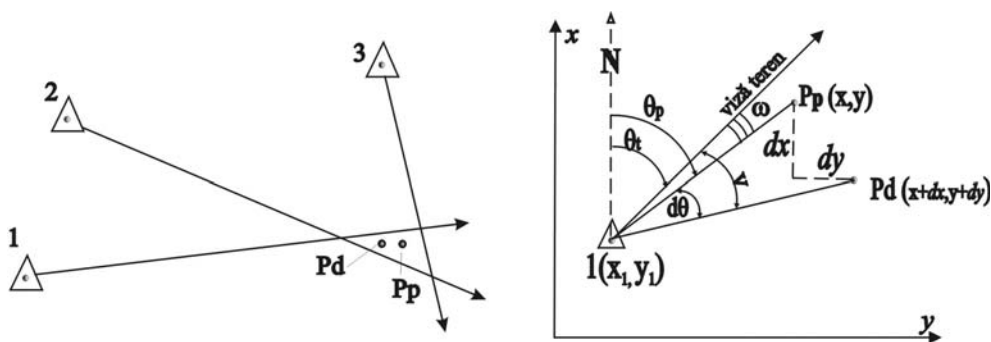


Figura 6.4. a: Poziția punctului provizoriu și definitiv, b: notații pentru scrierea ecuațiilor

Rezolvarea ecuațiilor conduce la determinarea celor mai probabile corecții dx și dy , dacă sistemul este compatibil. În plus, trebuie pusă condiția specifică în MCMP: suma erorilor unghiulare să fie minimă. Ultima condiție se realizează când derivatele parțiale în raport cu necunoscutele dx și dy se anulează. Considerând, pentru simplificare, doar două ecuații din [6.12], se ridică la pătrat, se însumează relațiile și se derivează succesiv în raport cu cele două variabile, rezultând sistemul de ecuații normale:

$$\begin{cases} (a_1^2 + a_2^2)dx + (a_1b_1 + a_2b_2)dy + (a_1\omega_1 + a_2\omega_2) = 0 \\ (a_1b_1 + a_2b_2)dx + (b_1^2 + b_2^2)dy + (b_1\omega_1 + b_2\omega_2) = 0 \end{cases} \quad [6.13]$$

Rezolvarea sistemului se face prin substituție, rezultând corecțiile dx și dy . Acestea, aplicate coordonatelor punctului P, conduc la determinarea celei mai probabile poziții a lui P:

$$x_d^P = x + dx; \quad y_d^P = y + dy \quad [6.14]$$

Controlul calculelor are o mare importanță, întrucât acestea sunt complexe. Într-o primă fază se face controlul coeficienților de direcție [6.6] și a termenilor liberi, care trebuie să satisfacă relațiile [6.13]. Controlul final presupune determinarea orientării definitive din coordonate și compararea valorii cu cea rezultată, de exemplu, din relația:

$$\theta_d = \theta_p + d\theta = \theta_p + adx + bdy \quad [6.15]$$

6.3. Rețele geodezice de nivelment

Rețeaua geodezică de nivelment, sau *rețeaua nivelmentului de stat* este formată din puncte care se constituie în baza ridicărilor nivelitice de orice tip. Aceste puncte sunt diferite de cele ale rețelei de triangulație.

Cotele punctelor din rețeaua de nivelment se determină în sistemul „Marea Neagră zero 1975”. Reperul fundamental care definește această cotă este un punct în portul Constanța, amplasat în anul 1975, după observații îndelungate asupra nivelului mediu multianual al suprafeței apei. Acest reper de cotă zero înlocuiește vechiul reper care exista la Kronstadt, la Marea Baltică, și față de care cotele se denumeau „deasupra Mării Baltice”. Diferența dintre reperul Constanța și Kronstadt s-a determinat prin nivelment de precizie, reieșind că „zero Marea Neagră 1975” este situat mai jos ca „zero Marea Baltică” cu 0,3124m. În acest fel, se poate face trecerea de la cotele date în lucrările mai vechi față de Marea Baltică (mdMB) la cele față de Marea Neagră (mdMN).

În funcție de precizia de determinare a rețelei, există:

- *rețele de înaltă precizie (rețele de nivelment geometric general de ordin I și II)*, constituite din punctele rețelei de ordin I și II. Acestea au atât rolul de a stabili pe întreg teritoriul național un sistem riguros și unic pentru ridicările nivelitice ulterioare, cât și un rol științific, pentru studierea suprafețelor de nivel, a determinării nivelului mediu al geoidului etc;

Capitolul 6. Rețele geodezice

- rețele de precizie (rețele de nivelment geometric de ordin I și II), formate din puncte de ordin III și IV, sunt rețele care îndesesc pe cele anterioare, servind pentru satisfacerea bazei nivelitice a ridicărilor topografice și pentru studiile tehnice, inginerești.

Nivelmentul de ordin I formează poligoane închise cu desfășurări perimetrice de 1200 – 1500 km, determinările făcându-se cu o eroare medie pătratică de $\pm 0,5$ mm pe 1 km de drumuire. Pentru a putea să se folosească în scopuri științifice, nivelmentul de ordin I trebuie să se repete, pe aceleași trasee, la intervale de cel mult 25 ani, iar în terenurile unde există mișcări seismice, măsurătorile se repetă mai des. Poligoanele pleacă din reperul zero fundamental și se dezvoltă în lungul principalelor căi de comunicație (figura 6.5).



Figura 6.5. Poligoanele rețelei de nivelment de ordin I, în sistemul „zero Marea Neagră 1975”

Nivelmentul de ordin II se compune din traverse de nivelment sprijinite pe puncte de nivelment de ordin I, dând naștere unor poligoane cu perimetrul de 500 – 600 km, la care eroarea medie pătratică este de ± 5 mm / km.

Rețeaua de puncte de nivelment de ordin III se dezvoltă în interiorul poligoanelor de ordin I și II, astfel încât să formeze poligoane sau traverse cu lungimi de aproximativ 50 km, având o eroare medie pătratică de ± 10 mm / km.

Rețeaua de nivelment de ordin IV este o îndesire a rețelei de nivelment general de ordin I, II și III. Rețeaua se dezvoltă așa încât să

formeze poligoane închise cu perimetre de aproximativ 100 km, sau traverse de 50 km, având o eroare medie pătratică de $\pm 20\text{mm} / \text{km}$.

Instrucțiunile de lucru prevăd, pentru fiecare ordin, modul de lucru, de marcare a punctelor și ecartul citirilor în stație.

În măsura în care este posibil, între punctele rețelei de nivelment sunt incluse și puncte ale rețelei de triangulație, care primesc în acest fel și cote precise. Dacă terenul este așezat, se folosește metoda nivelmentului geometric. În zonele în care terenul este accidentat, rețeaua nivelitică este formată din rețeaua de nivelment trigonometric- geodezic, cuprinzând și puncte de triangulație, a căror cote se determină prin nivelment trigonometric, cu o eroare medie pătratică de până la $\pm 20 \text{ cm/km}$.

Din punctul de vedere al *modului de verificare*, rețelele de nivelment pot fi:

- *încadrate (sprijinite)*, atunci când traseul de-a lungul căruia se determină cotele este între două puncte de cotă cunoscută. Z_A și Z_B (figura 6.6).

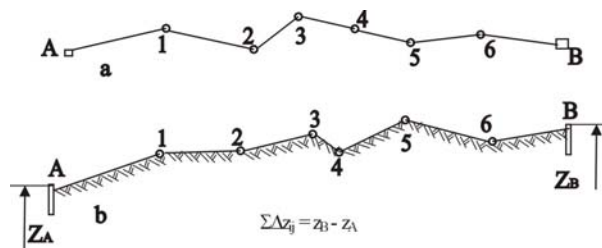


Figura 6.6. Rețea geodezică de nivelment geometric încadrată (sprijinită): a- vedere în plan, b- profil

- *închise pe punctul de plecare*, în cazul în care traseul pleacă și ajunge în același punct al rețelei geodezice de nivelment (figura 6.7).

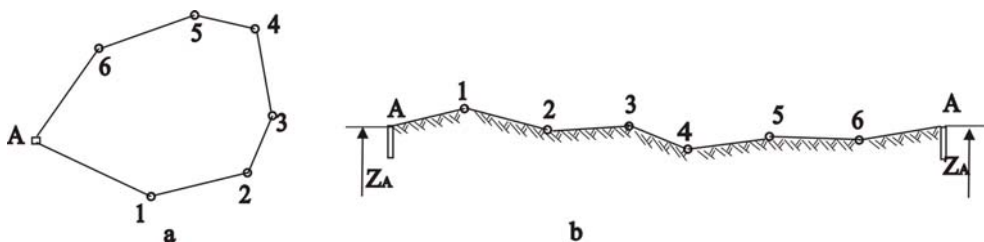


Figura 6.7. Rețea geodezică de nivelment geometric închisă pe punctul de plecare: a- vedere în plan, b- profil

CAPITOLUL 7

REȚELE TOPOGRAFICE

7.1. Ridicarea în plan: obiect, clasificări, succesiunea lucrărilor

Prin *ridicare în plan* se înțelege ansamblul lucrărilor de proiectare, măsurare, calcule și raportare grafică a unei porțiuni de teren.

Scopul ridicărilor îl constituie întocmirea de reprezentări ale terenului (planuri, profile) prin mijloace topografice.

Ridicările topografice pot fi clasificate, după conținutul lor, în :

- ridicări planimetrice, în care se determină poziția în plan a punctelor
- ridicări altimetrice (nivelitice), care au ca scop determinarea poziției pe verticală a punctelor,
- ridicări combinate, care au ca scop determinarea completă a poziției punctelor, în plan și pe înălțime.

Scara unei ridicări topografice este raportul între o distanță „d” măsurată în reprezentare și corespondenta „D” din teren a aceleiași distanțe, redusă la orizont.

$$Sc = \frac{d}{D} = \frac{1}{\frac{D}{d}} = \frac{1}{N} \quad [7.1]$$

În mod curent, ridicările topografice se execută la scări mari, numitorul scării N putând avea valorile 500, 1000, 2000, 2500. Reprezentările la aceste scări constituie obiectul lucrărilor topografice curente și se numesc *planuri de situație*. Acestea sunt deosebit de importante, întrucât constituie baza oricăror lucrări tehnice de investiții (drumuri, amenajări de terenuri, construcții diverse etc).

Succesiunea lucrărilor în topografie este bine stabilită și este arătată grafic în figura 7.1.

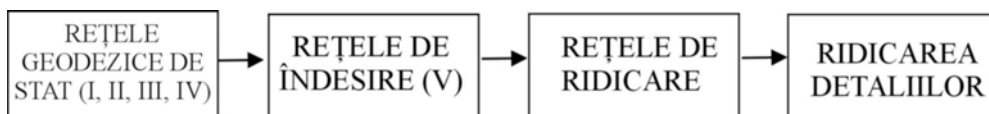


Figura 7.1. Succesiunea lucrărilor în topografie

Orice ridicare topografică, indiferent de suprafață, scară, precizia urmărită, se execută în cadrul unei *rețele de sprijin*. Aceasta este alcătuită din puncte ale rețelei geodezice de stat și din puncte ale rețelei de îndesire, de ordin V. Determinarea punctelor de ordin V este de competența topografiei. La rândul ei, rețeaua de sprijin este încă prea rară pentru nevoile curente ale topografiei și ea trebuie îndesită în zona de lucru cu puncte ale *rețelei de ridicare*. Rețeaua de îndesire și cea de ridicare sunt considerate *rețele topografice*. Ridicarea detaliilor se face practic din punctele rețelei de ridicare, care pot fi determinate, funcție de nevoile practice, în plan (x,y), în înălțime (z) sau combinat (x,y,z). Ordinea lucrărilor descrise în figura 7.10 este regula generală, care se aplică în toate ridicările în plan.

Prin excepție, în cazuri bine justificate (ridicări pentru realizarea unor lucrări de artă, care necesită precizii deosebite sau ridicări de importanță foarte mică, pentru care efortul legării în rețea nu se justifică) se pot executa lucrări în cadrul unei *rețele locale*, ale cărei puncte nu au *nici o legătură* cu acelea ale rețelei geodezice de stat.

7.2. Principiile generale ale topografiei

Ca orice știință tehnică și topografia are la bază reguli general valabile (principii), care se aplică în orice situație. Principiile enumerate se vor regăsi în toate de metodele topografiei studiate mai departe.

Detaliile din teren se descompun în puncte caracteristice. Prin puncte caracteristice se înțelege numărul minim de puncte care permit reconstituirea formei unui detaliu din teren. Detaliile pot să fie naturale (râuri, lacuri, păduri) sau artificiale (drumuri, canale, construcții). În funcție de modul de determinare pot fi de planimetrie (definesc forma și mărimea unui detaliu, poziția în plan față de alte detalii din jur) sau de altimetrie (dau poziția în înălțime a punctelor).

Punctele caracteristice ale detaliilor de planimetrie se aleg la schimbarea direcției în plan a conturului. Pentru contururile poligonale lucrul este simplu, întrucât schimbarea direcției este bruscă și sesizabilă (figura 7.2.a). Pentru detaliile cu un contur sinuos oarecare (limita unui trup de pădure), operatorul alege el însuși punctele caracteristice astfel încât, în funcție de scara de raportare, să se poată reconstitui cât mai fidel forma detaliului respectiv. Se face observația că, prin descompunerea în puncte caracteristice, limitele detaliilor de formă oarecare se liniarizează, descompunându-se în linii frânte.

Pentru redarea reliefului terenului și stabilirea poziției în înălțime a punctelor, se aleg puncte caracteristice la schimbarea pantei terenului (figura 7.3). Numărul de puncte depinde atât de scara de reprezentare, cât și de accidentația terenului; scopul este de a putea reconstitui relieful. Dacă

schimbarea de pantă este insesizabilă, atunci se pot considera puncte la distanțe egale, funcție de scara reprezentării.

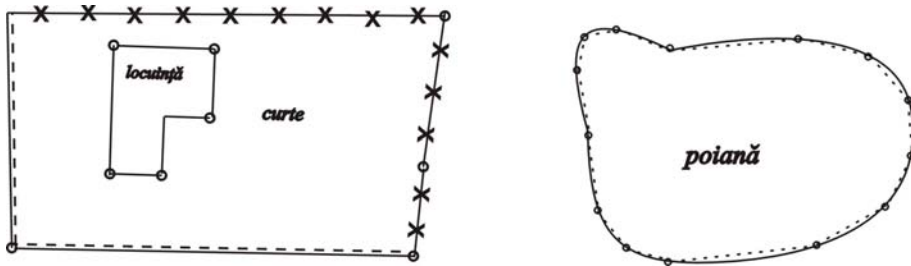


Figura 7.2. Descompunerea detaliilor de planimetrie în puncte caracteristice a- contur liniar, b- contur oarecare, liniarizat

Punctele de detaliu se proiectează prin perpendiculare în planul de proiecție. Rezultă două observații importante derivate din acest principiu (figura 7.4):

- toate distanțele din teren sunt regăsite în reprezentarea grafică reduse la orizont
- toate suprafețe din teren sunt de asemenea reduse în planul orizontal, suprafața pe care se contează fiind numită, după caz, suprafață productivă (sp) sau bază de construcție (sb).

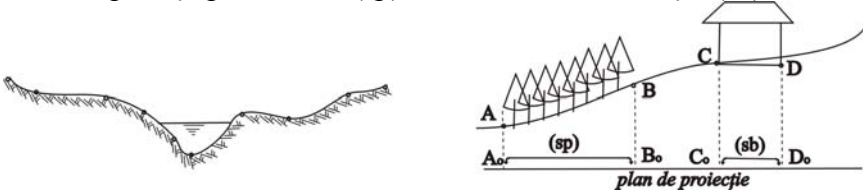


Figura 7.3. Alegerea punctelor caracteristice în profilul vertical

Figura 7.4. Proiecția ortogonală a punctelor în planul de proiecție

Ridicările în plan se execută în cadrul unei rețele de sprijin, determinată pe baza rețelei geodezice de stat. Rețeaua poate fi de nivelment sau de triangulație, după caz. La nevoie, dacă punctele existente sunt considerate a fi prea rare pentru nevoile curente, rețelele se pot îndesi prin metode topografice adecvate până la atingerea unei densități corespunzătoare. Numai în condiții speciale se admit lucrări bazate pe rețele independente de rețeaua geodezică de stat.

Ridicarea în plan se execută din aproape în aproape, pornind întotdeauna de la puncte cunoscute spre cele noi. Un punct odată staționat (dacă din el s-au executat măsurători) este considerat punct vechi (cunoscut), servind în continuare la determinarea altor puncte noi. Rezultă de aici că, întotdeauna în teren se începe prin staționarea în puncte vechi și vizarea spre

alte puncte vechi (vize de referință) și apoi se duc vize spre punctele noi (vize de determinare).

Punctele din rețeaua de sprijin și de ridicare se marchează și se semnalizează în conformitate cu reglementările legale.

Ridicările în plan se execută într-o ordine bine stabilită: proiectarea lucrărilor (operatorul se documentează asupra caracterului lucrării, a rețelei geodezice în zonă, alege metoda și instrumentele adecvate obținerii preciziei cerute etc), măsurători în teren, calcule, raportarea punctelor, controlul și recepția planului.

Alegerea soluției de ridicare în plan se face astfel ca aceasta să fie adecvată preciziei cerute, dotării cu aparatură topografică. Alegerea punctelor din rețeaua de îndesire sau din rețeaua de ridicare este proprie fiecărui operator și-l caracterizează din punctul de vedere al cunoașterii metodelor topografice. Cu toate acestea, produsul final (plan de situație, profil) trebuie să fie același, de aici rezultând și *caracterul de unicitate* al reprezentării.

7.3. Marcarea și semnalizarea punctelor în geodezie și topografie

Punctele rețelei de sprijin și de ridicare se marchează și semnalizează corespunzător. Prin *marcare* se înțelege operațiunea de fixare în teren a unui punct odată determinat, în scopul unei folosiri pe o durată mai lungă de timp. Prin *semnalizare* se face vizibilă la distanță poziția unui punct cunoscut (vechi)

Marcarea punctelor se face diferit în funcție de rețeaua din care fac parte și de importanța punctului.

Punctele din rețeaua de planimetrie se marchează funcție de ordinul lor astfel:

- punctele rețelei de *ridicare* (punctele de drumuire) se marchează în teren natural prin țărushi de lemn din esență tare, bătuți până la nivelul ternului și având un cui în capăt (punctul matematic). Dacă se consideră necesar, pentru ușoara reperare ulterioară a punctului de stație se poate folosi un țărush martor (figura 7.5). În intravilan sau în orice terenuri tari, punctele se marchează prin cuie metalice de 10 – 15 cm lungime.

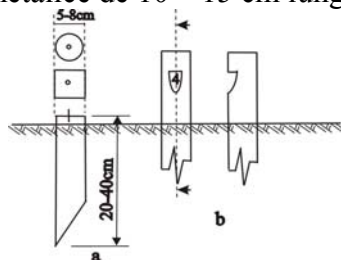


Figura 7.5. Marcarea punctelor de drumuire: a- țărush cu cui, b- martor

- punctele din rețeaua de *sprijin* se marchează cu borne din beton armat în formă de trunchi de piramidă. Punctele din rețeaua geodezică se marchează prin borne cu dimensiunile 17x23x80 cm, iar cele din rețeaua de îndesire cu borne de 14x20x80 cm, conform cu STAS 3446-52 și 4294-54. La partea superioară se înglobează punctul matematic, de fapt o tijă din fier beton de 6 – 8 mm diametru. Marcarea la subsol se execută din mici dale de beton, cărămizi sau piese speciale, pe care se gravează repere care materializează punctul matematic la subsol. Marcarea pe teren a punctelor din această categorie se face astfel încât reperul de la subsol să fie pe aceeași verticală cu punctul matematic, borna să fie amplasată în poziție verticală și să se respecte așezarea stratelor (figura 7.6.a).

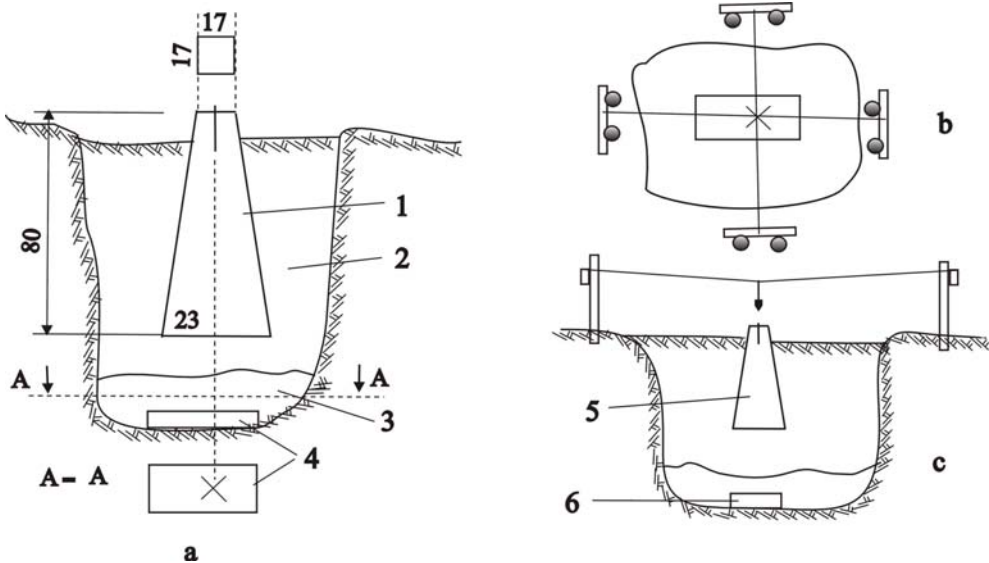


Figura 7.6. Marcarea punctelor din rețeaua de sprijin: a- cu bornă din beton armat: 1: bornă, 2: umplutură din pământ, 3: strat avertizor, 4: piesă cu reper; b- refacerea direcției verticalei matorului din subsol; c- reconstituirea bornei distruse: 5: bornă nouă, 6: mator vechi, nemișcat

În cazul în care borna este distrusă, ea poate fi înlocuită, respectând următoarele etape:

- se identifică locul unde a fost amplasată borna, în funcție de fișa de descriere sau prin metode topografice,
- se sapă până ce se ajunge la stratul avertizor, care se îndepărtează cu mare grijă, pentru a nu se deranja matorul. În mod obișnuit stratul avertizor este alcătuit dintr-un material străin solului în care se sapă (zgură, cărămidă mărunțită etc),
- se întind două sfori pe marginea gropii astfel ca firul cu plumb coborât la intersecția lor să cadă deasupra reperului de la subsol (figura 7.6.b),

- se așează stratele în ordine inversă și se poziționează borna cu punctul matematic la verticala dată de firul cu plumb și semnul de la subsol (figura 7.6.c).

Punctele din rețeaua de nivelment se marchează de asemenea diferit, după importanța lor. Pe cuprinsul drumurilor de nivelment geometric de toate ordinele, trebuie să se marcheze pe teren puncte la distanța de 5 – 7 km unul de altul, prin reperi de nivelment, mărci sau borne nivelitice. În centrele populate, punctele trebuie să se marcheze la distanțe de 300 – 500 m unul de altul. Bornele de nivelment pot fi permanente (în rețeaua de nivelment geometric de stat) și provizorii. Punctele din rețeaua de înaltă precizie (ordinul I și II) se marchează prin reperi subterane în gropi adânci de minim 3 m, până la un strat stabil din punct de vedere geologic și la minim 1m sub adâncimea maximă de îngheț. Instrucțiunile tehnice prevăd să existe astfel de reperi fundamentale la fiecare 50 – 80 km. Punctele de ordin III, IV sau V se marchează prin mărci la sol, reperi consolă sau borne din beton armat. Mărcile la sol se fixează în terenuri stâncoase sau în construcții masive și vechi din beton (figura 7.7.a). Reperele consolă sunt turnate din fontă și conțin consola, pastila semisferică pe care se așează mira și o placă pe care este înscrisă cota sau numărul de ordine al mărcii. Aceste reperi se montează pe clădirile vechi în terenuri stabile, la minim 50 cm de la sol (figura 7.7.b). Pentru lucrările de nivelment curente se pot folosi și reperi provizorii (borne din beton armat, buloane metalice, țărugi din lemn etc). La marcarea fiecărui punct din rețeaua de nivelment se întocmește o schiță și o descriere topografică, care să cuprindă elementele necesare identificării sigure pe teren.

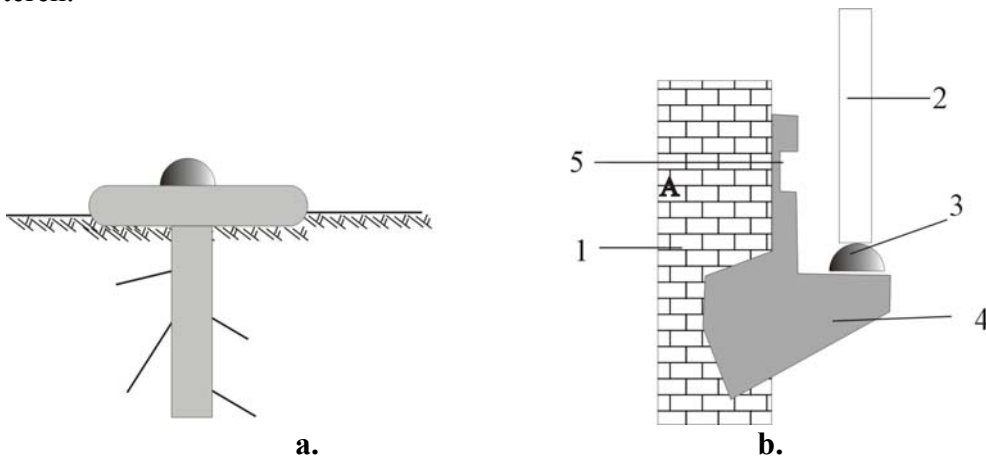


Figura 7.7. Marcarea punctelor de nivelment: a- marcă la sol, b- reper consolă: 1- zid, 2 – stadiu, 3- pastilă semisferică, 4- consolă, 5- loc pentru înscrisura cotei sau a numărului curent

Semnalizarea punctelor are rolul de a face punctele marcate vizibile de la distanță. Pentru toate tipurile de semnal este foarte importantă cunoașterea înălțimii semnalului.

Punctele din rețeaua de planimetrie se semnalizează diferit după tipul lor.

Punctele din rețeaua de ridicare se semnalizează prin jaloane sau stadii (figura 7.8)

Jalonul este din lemn rotund, de 2 m lungime și este vopsit alternativ în culori contrastante între ele și cu mediul înconjurător (de exemplu alb – roșu), din 20 în 20 cm. Unul din capete se termină cu un sabot metalic, care se așează pe punctul matematic al stației. În timpul vizării, jalonul trebuie ținut în poziție verticală. *Stadia* se așează pe punctul matematic cu linia ei mediană și se menține verticală în timpul vizării cu ajutorul unei nivele sferice atașate.

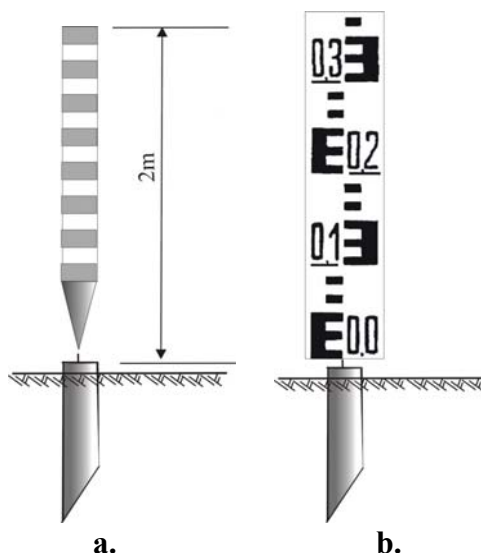


Figura 7.8. Semnalizarea prin: a- jalon, b - stadie

Punctele din rețeaua de sprijin se pot semnaliza prin jaloane, balize sau piramide.

Baliza este formată dintr-un pop din lemn rotund și dintr-un ansamblu de scândurele bătute pe acesta alternativ de o parte și de alta, denumit fluture (figura 7.9a). Balizele se așează excentric față de borna pe care o semnalizează, de regulă pe direcția N, introducând popul într-o cutie din lemn.

Piramida este semnalul specific pentru semnalizarea punctelor din rețeaua de sprijin și constă dintr-un pop vertical cu fluture susținute pe 3 sau 4 picioare din lemn (figura 7.9b). Popul se proiectează la sol într-un punct care poate sau nu să coincidă cu punctul matematic al bornei. Atunci când se

construiește un punct nou, se face mai întâi semnalul și apoi se montează borna la verticala popului. Dacă punctul este deja bornat, atunci se măsoară obligatoriu excentricitatea între bornă și proiecția semnalului (e_{bs}) și orientarea acestei direcții (θ_{bs}).

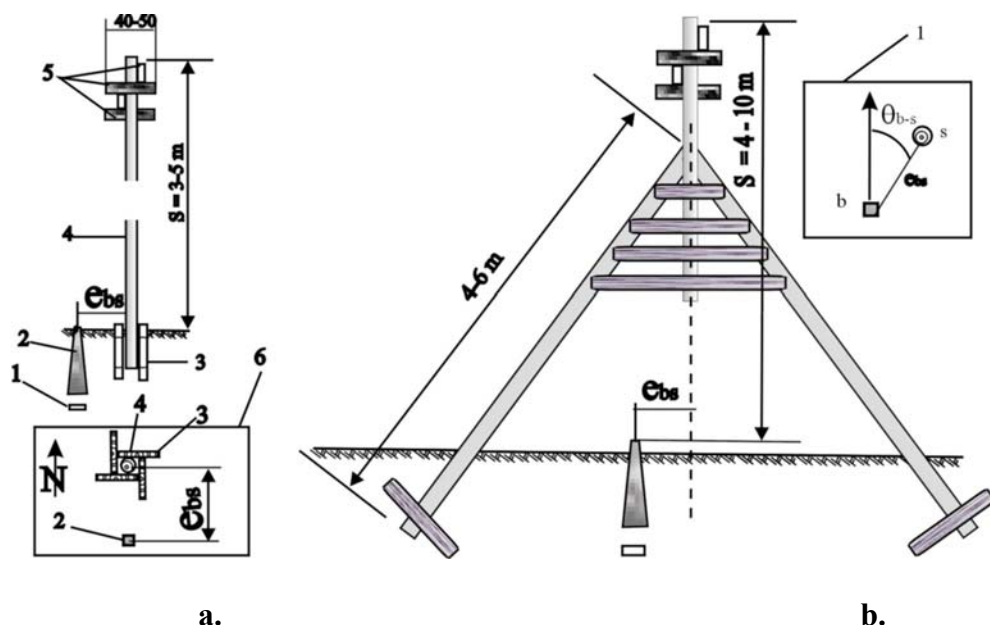


Figura 7.9. a- Semnalizarea prin baliză: 1- marcă, 2- bornă, 3- cutie din lemn, 4- pop, luture, 6- vedere în plan pentru evidențierea excentricității bornă-semnal (e_{bs}); - semnalizarea prin piramidă la sol: 1- elementele excentricității bornă-semnal în plan orizontal

În sectorul forestier se folosește des și semnalul în arbore, care este de fapt tot un pop vertical cu fluture, dar instala pe fusul unui arbore. Dacă acesta este din specii de rășinoase, atunci popul se prinde de fusul arborelui (figura 7.10a), iar dacă este din foioase, se prinde de crengile groase (figura 7.10b), folosind cuie și sârmă. Evident, fluturele trebuie să depășească în înălțime arborele pe care este instalat sau plafonul superior al pădurii, dacă arborele este în masiv. Trebuie măsurată excentricitatea între proiecția popului (coborâtă la sol cu un fir cu plumb) și bornă, precum și direcția ei. Excentricitatea se măsoară cu o ruletă de buzunar, iar orientarea cu o busolă de buzunar.

În zonele de șes, unde vizibilitatea nu este asigurată la distanțe mari, se folosesc piramide cu poduri, care asigură vize până la distanțe de 30 – 60 km (figura 7.10c). Înălțimea piramidei este funcție de numărul de poduri, de 10 – 40m. Piramida cu poduri este formată din două construcții distincte, care nu au nici un punct comun: piramida propriu – zisă (sau portsemnal) și

piramida pilastru. Prima are 4 picioare care formează muchiile unui trunchi de piramidă pătrată și este prevăzută cu poduri la fiecare 5 m înălțime, legate prin scări pe care se urcă operatorul și instrumentul de măsurat. Construcția se termină cu piramida semnal, care este o piramidă ca aceea de la sol, dar terminată nu cu fluture, ci cu o cutie din scânduri vopsită în negru (cutie neagră).

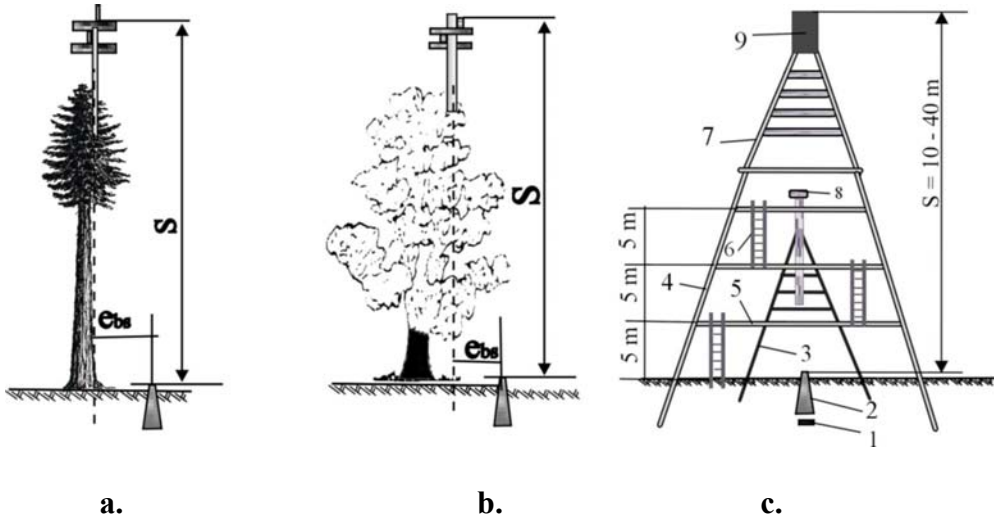


Figura 7.10. Semnale topografice: a - în arbore (rășinoase), b- în arbore (foioase) c- piramidă cu poduri: 1- marcă, 2- bornă, 3- piramidă pilastru, 4- piramidă port-semnal, 5- pod, 6- scară, 7- piramidă semnal, 8- masă cu șurub pompă, 9- cutie neagră

În afară de semnalele menționate, specifice topografiei și geodeziei, foarte des în teren se folosesc și alte semnale, netopografice, care nu indică la sol prezența unei borne, ci sunt ele însele purtătoare de coordonate. Aceste semnale sunt de regulă biserici (ortodoxe și catolice), coșuri de fum sau alte construcții înalte, care se pot vedea bine de la distanțe mari. La biserici (figura 1.34b), vizarea se face pe axul crucii pentru măsurarea unghiului orizontal și la baza crucii (la locul de încastrare în acoperiș) pentru măsurarea unghiurilor verticale. În cazul turnurilor sau al coșurilor de fum se vizează tangent la stânga (c_s) și la dreapta (c_d) construcției pentru determinarea direcției orizontal (care va rezulta ca medie aritmetică) și la partea superioară pentru măsurarea unghiului vertical.

Observații:

1. Punctele rețelei de sprijin se află în gestionarea oficiilor județene de cadastru și geodezie, în „bănci de date”, care cuprind coordonatele punctului, descrierea amplasamentului acestuia față de reperi din teren care sunt ușor de depistat, precum și calea de acces spre punct.

2. La semnalele topografie, un element esențial îl constituie înălțimea semnalului (S). Aceasta se găsește în banca de date care oferă descrierea și coordonatele punctului, sau se poate determina în teren. Înălțimea semnalului este bine stabilită pentru fiecare semnal și este esențială la determinarea cotei punctelor. La semnalele clasice, cu pop și fluture (cutie neagră), aceasta este considerată de la nivelul superior al bornei până la partea superioară a fluturului (cutiei negre).

7.4. Rețele de îndesire (de ordinul V)

7.4.1. Generalități

Rețelele de ordinul V sunt de competența topografilor și servesc la îndesirea rețelei geodezice, care are puncte prea rare pentru a servi nevoilor curente de ridicare în plan.

Îndesirea cu puncte de ordinul V se face deopotrivă pentru rețeaua de planimetrie și pentru rețeaua de nivelment. Odată executată, se constituie rețeaua de sprijin, care cuprinde atât puncte ale rețelei geodezice de stat (ordin I – IV), cât și puncte de ordin V (figura 7.1).

În ce privește îndesirea rețelei de triangulație, există mai multe categorii de metode, care s-ar putea grupa din punctul de vedere al instrumentelor folosite în:

- 1- metode clasice („îndesirea prin intersecții”), la care se folosesc teodolite (cu precizia de minim 5^{cc}) și se măsoară *numai unghiuri*;
- 2- metode moderne, care folosesc instrumente de măsurat prin unde (apărute mai recent decât cele clasice). Aceste metode cuprind atât cazurile în care se măsoară unghiuri și distanțe (drumiri cu laturi lungi, radiere controlată), cât și cazul în care se măsoară numai distanțe (metoda trilaterăției);
- 3- metode satelitare, legate de extinderea folosirii sistemului GPS (Sistem de Poziționare Globală).

7.4.2 Îndesirea prin intersecții

Suportul matematic al metodei este dat de soluția analitică a intersecției a două drepte, care au un punct dat și coeficientul unghiular cunoscut. Să considerăm două puncte ale căror coordonate plane sunt cunoscute, $1(x_1, y_1)$ și $2(x_2, y_2)$ și care sunt puncte din rețeaua geodezică.

Coeficientul unghiular din geometria analitică este identic cu tangenta orientării dreptelor ($\text{tg}\theta_1$ și $\text{tg}\theta_2$) care trec prin 1 și 2 și care se intersectează în punctul I de coordonate cunoscute x și y (figura 7.11). În figură se arată și convențiile de desenare pentru viza unilaterală (dusă numai de la un punct la celălalt) și bilaterală (reciprocă între puncte) și pentru modul în care se vor reprezenta punctele vechi (cunoscute) și punctele noi (de determinat).

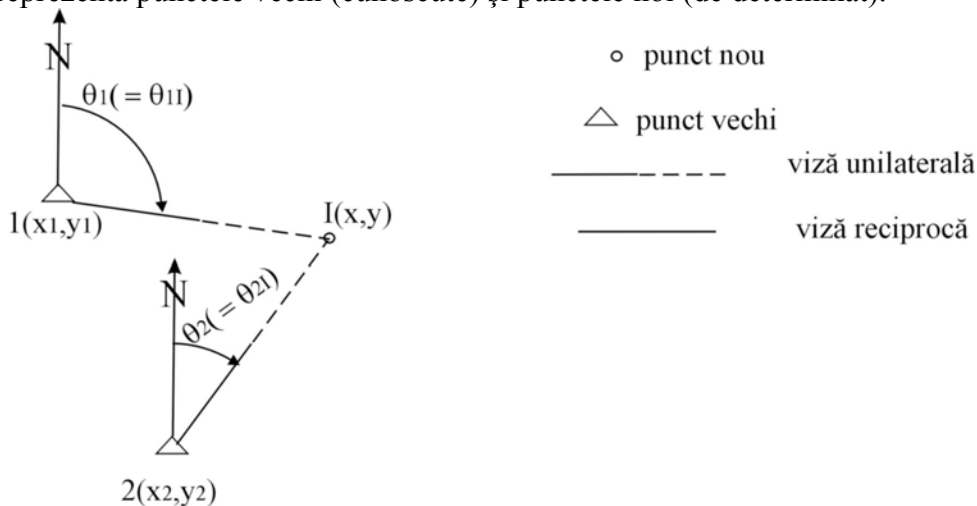


Figura 7.11: Schema de calcul pentru suportul matematic al intersecțiilor

Așadar, cunoscând coordonatele punctelor 1 și 2 și orientările θ_1 și θ_2 se pot scrie ecuațiile dreptelor 1I și 2I:

$$\begin{cases} \text{tg}\theta_1 = \frac{y - y_1}{x - x_1} \\ \text{tg}\theta_2 = \frac{y - y_2}{x - x_2} \end{cases} \quad [7.2]$$

Rezolvarea ecuațiilor conduce la determinarea coordonatelor punctului I:

$$\begin{cases} y = \text{tg}\theta_1(x - x_1) + y_1 \\ y = \text{tg}\theta_2(x - x_2) + y_2 \end{cases} \Rightarrow x = \frac{y_2 - y_1 + x_1 \text{tg}\theta_1 - x_2 \text{tg}\theta_2}{\text{tg}\theta_1 - \text{tg}\theta_2} \quad [7.3]$$

Formula [7.2] dă soluția intersecției prin *relațiile tangentei*. Ecuațiile dreptelor 1I și 2I se pot scrie și folosind cotangenta orientărilor θ_1 și θ_2 . În acest caz, rezolvarea sistemului de ecuații conduce la soluția exprimată cu ajutorul *relațiilor cotangentei*:

$$y = \frac{x_2 - x_1 + y_1 \operatorname{ctg} \theta_1 - y_2 \operatorname{ctg} \theta_2}{\operatorname{ctg} \theta_2 - \operatorname{ctg} \theta_1}, \begin{cases} x = (y - y_1) \operatorname{ctg} \theta_1 + x_1 \\ x = (y - y_2) \operatorname{ctg} \theta_2 + x_2 \end{cases} \quad [7.4]$$

Practic, atunci când se cunoaște valoarea orientărilor θ_1 și θ_2 , se alege dintre ele cea mai apropiată de una din valorile rotunde 0, 100, 200, 300 gon. Acestei orientări i se aplică succesiv funcția tg și ctg și se vor folosi la determinarea necunoscutelor x și y relațiile pentru care funcția este subunitară.

Aspectul topografic se referă la cazul practic, în care direcțiile 1I și 2I sunt drepte de orientări cunoscute, punctele 1 și 2 sunt puncte vechi, iar punctul I este un punct de determinat. Se observă că determinarea coordonatelor plane ale punctului I presupune măsurarea unghiurilor horizontale. Specific topografiei este *controlul determinării*, așa încât punctul nou nu se va obține numai dintr-o singură pereche de vize intersectate, ci din *mai multe combinații* de vize independente. În acest mod, se poate face atât controlul determinării (eliminarea posibilității de apariție a greșelilor), dar se obține și o precizie mai bună de determinare a coordonatelor prin media aritmetică, care s-a demonstrat că este cea mai bună valoare accesibilă practicii pentru un șir de măsurători.

Din punctul de vedere al modului în care se duc în teren vizele, intersecția capătă următoarele aspecte practice :

- *intersecție înainte*, când se staționează în punctele vechi (cunoscute) și se vizează spre punctul de determinat (nou). Punctul nou se consideră determinat dacă este rezultatul a minim două perechi de vize independente (figura 7.12a);
- *intersecție înapoi*, când se staționează în punctul nou și se duc vize spre punctele vechi, cunoscute. Sunt necesare minim 4 puncte vechi, dispuse în toate cadranele (figura 7.12b);
- *intersecția combinată*, când se staționează atât în punctele vechi, cât și noi și când există și vize bilaterale (reciproce) între puncte (figura 7.12c).

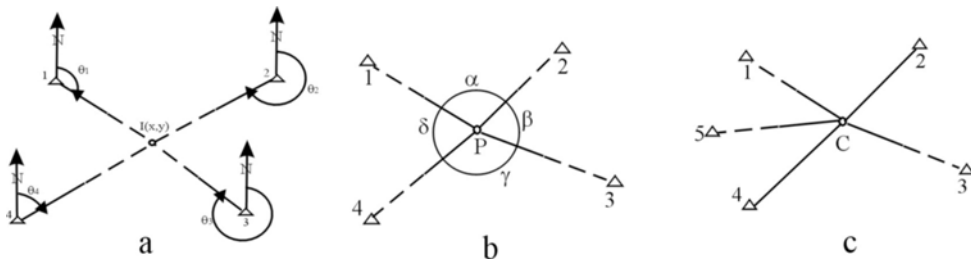


Figura 7.12: Aspectul topografic al intersecțiilor (scheme de principiu): a- înainte, b- înapoi, c- combinată

Un aspect practic aparte îl constituie *intersecția la limită*, adică determinarea unui punct nou cu minimum de vize (figura 7.13). În funcție de cazul concret, poate exista intersecție la limită înainte, înapoi sau combinată. Situația intersecțiilor la limită nu este acceptată în practica topografică, pentru motivul că nu există control asupra determinării, deși din punct de vedere matematic există suportul de calcul. În sectorul forestier și în general acolo unde vizibilitatea este scăzută și nu permite ducerea de vize spre cât mai multe puncte vechi, intersecțiile la limită pot fi o soluție practică, dar trebuie luate o serie de măsuri speciale pentru a micșora posibilitatea apariției de greșeli: măsurarea de mai multe ori, de mai mulți operatori sau folosind metode diferite. În cazul intersecției înainte și combinate se va evita dispunerea vizelor în unghiuri ascuțite sau prea deschise (apropriate de 200 gon), iar în cazul intersecției înapoi se va urmări ca punctele să fie dispuse „în Y”. O modalitate aparte de rezolvare a intersecțiilor la limită este prin puncte duble, când se obțin simultan două puncte noi, dar și în acest caz determinarea este tot la limită, neexistând decât un control de calcul.

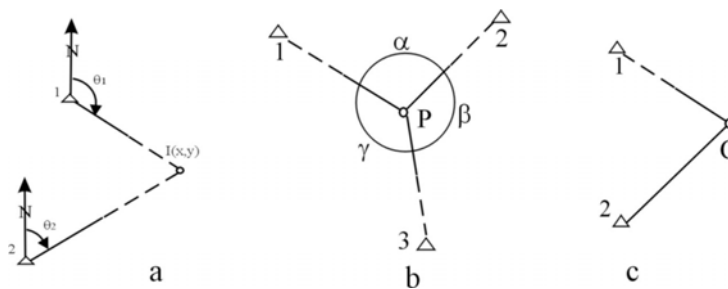


Figura 7.13 Intersecții la limită a- înainte, b- înapoi, c- combinată

Proiectarea rețelei de îndesire prin intersecții Rețeaua geodezică de stat, cuprinzând puncte de ordin I-IV, asigură o densitate de circa 1 punct la 20 km², adică teoretic ar trebui să existe un punct într-un pătrat cu latura de 4 – 5 km. Proiectarea rețelei de îndesire se face pentru atingerea unei densități corespunzătoare lucrărilor curente (de circa 1 punct/ 2,5 – 5 km² în extravilan respectiv circa 1 punct/1 km² în intravilan). Practic, proiectul de îndesire se face în faza de birou pornind de la o hartă cu curbe de nivel la scara 1:25.000 sau 1:50.000. Pe acest plan sunt trecute toate punctele existente din rețeaua geodezică sau chiar puncte de ordinul V determinate anterior. În principiu, ar trebui trasat un caroiaj pe o folie transparentă format din pătrate cu latura astfel încât suprafața lui să fie egală cu cea necesară asigurării densității optime cerute (de exemplu, dacă trebuie atinsă o densitate de 1 punct la 4 km², se alege un pătrat cu latura de 2 km). Urmează ca fiecare pătrat să fie dotat cu un punct: fie din cele vechi, cunoscute, fie din cele propuse (noi). Îndesirea urmează principiile topografiei: un punct nou se determină din puncte vechi, devenind punct cunoscut după ce este staționat și servind la determinarea altor puncte noi.

Amplasarea unui punct nou se face respectând, pe cât posibil, următoarele condiții:

- să fie într-un loc ușor accesibil și ușor de staționat,
- să aibă minim 4 vize independente pentru determinarea lui, răspândite în toate cadranele,
- să poată servi, odată staționat, la determinarea cât mai multor puncte noi (să fie amplasat în locuri cu vizibilitate, pe înălțimi sau pe firul văilor).

Se stabilește o ordine (succesiune) de determinare, funcție de punctele care se pot viza. Se alege, în zona centrală a regiunii, un punct de frângere (1), de regulă prin intersecție combinată, în scopul de a reduce distanțele dintre punctele vechi (figura 7.14). În continuare, se determină puncte prin intersecție combinată (4,5), înainte (3) și înapoi (2), funcție de vizele disponibile și de dispoziția lor, până ce fiecare pătrat conține un punct (fie din cele vechi, fie din cele noi).

Pe teren, proiectul se definitivează sau se corectează în funcție de vizibilitățile reale existente. Tot atunci se măsoară pentru fiecare punct vechi înălțimea semnalului și excentricitatea bornă – semnal. Se construiesc punctele noi prin bornare și semnalizare corespunzătoare normativelor. În prezent, îndesirea prin intersecții ocupă un loc din ce în ce mai șters, iar dacă se face, se determină un număr redus de puncte.

Măsurători în teren După întocmirea planului se întocmește o schiță a vizelor, respectând convențiile enumerate (figura 7.11). Planul de observații obținut se întocmește ținând cont de o serie de criterii:

- vizele de orientare (vize duse de la un punct vechi spre alt punct vechi) să fie cât mai lungi și minim 2-3 din fiecare punct;
- vizele de determinare (duse de la punct vechi spre punct nou sau de la punct nou spre punct vechi) să fie cât mai scurte, minimum 4 și răspândite în toate cadranele;
- vizele de orientare – determinare (vizele reciproce duse între puncte noi și vechi în intersecția combinată) să fie cât mai numeroase;
- numărul de vize pentru determinarea punctelor noi să fie cât mai numeroase.

Efectiv, în teren se măsoară numai unghiuri orizontale și verticale, folosind teodolite. Într-un punct de stație unghiurile orizontale se determină prin metoda seriilor (minim 2), de preferat dimineața și seara. Unghiurile verticale se măsoară de preferință în timpul prânzului, când coeficientul de refracție atmosferică este de valori cunoscute. Dacă în stație borna și proiecția semnalului nu coincid, atunci este de preferat de staționat *sub proiecția semnalului*, astfel încât vizele să fie de la semnal la semnal. Singurele lungimi care se măsoară în intersecții sunt înălțimea aparatului în stație, înălțimea semnalului sau excentricitatea bornă – semnal. Orientarea direcției bornă – proiecție semnal se determină cu o busolă de buzunar.

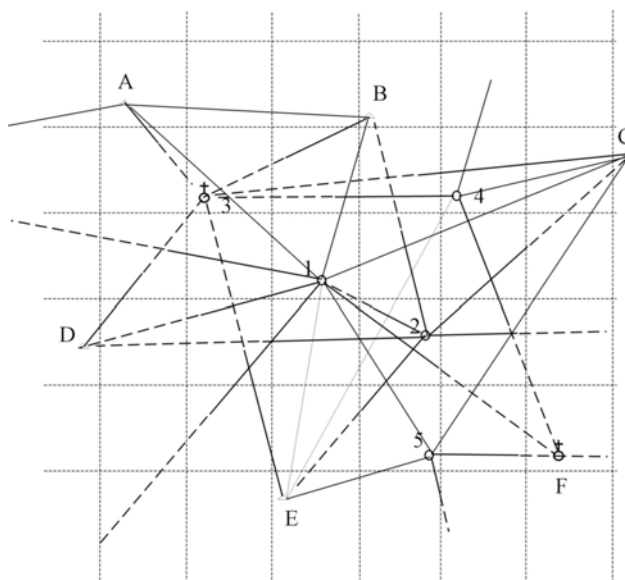


Figura 7.14 Planul de îndesire prin intersecții

7.4.2.1. Intersecția înainte

Este specifică pentru situația în care *punctul nou nu este staționabil* (biserică, turn, antene înalte). În această situație, se staționează cu teodolitul în puncte vechi (staționabile) și se duc vize spre punctele noi.

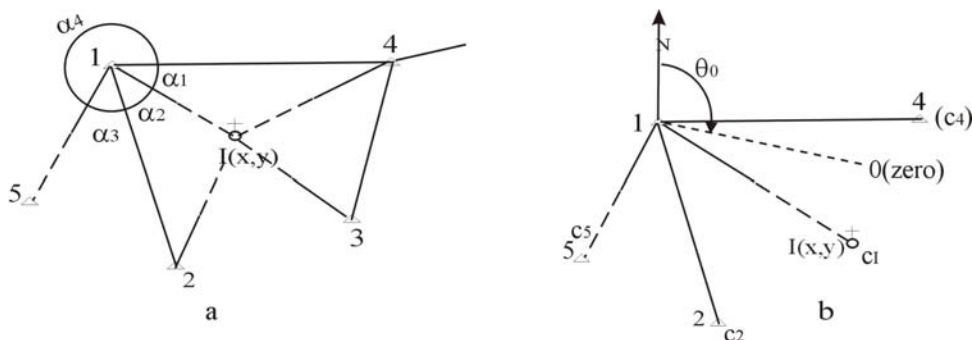


Figura 7.15. Intersecția înainte: a- dispunerea punctelor, b- orientarea automată a vizelor

În teren (figura 7.15), din fiecare punct vechi se duc vize de orientare, spre punctele vechi (de exemplu 1-4, 1-2, 1-5 din 1) și vize de determinare, spre punctul nou, I: (1-I, 2-I, 3-I etc). Pentru determinarea poziției plane a punctului nou se măsoară unghiurile orizontale prin metoda seriilor (2 – 3 serii în fiecare punct vechi staționat), iar măsurarea unghiurilor verticale se face în scopul determinării cotei punctului.

La birou, calculele se pot grupa în:

- calcule preliminare, care conțin determinarea unghiului mediu compensat în fiecare stație (prin metoda seriilor, vezi cap. 1.4.1)
- orientarea vizelor, care se referă la calcularea orientării medii a vizelor din punctele vechi spre punctul nou. Dacă se urmăresc notațiile din figura 7.15a, pentru viza dusă din punctul 1 spre I, ar rezulta valorile orientărilor calculate în funcție de diverse vize de orientare și orientarea medie:

$$\theta_{11}^{(4)} = \theta_{14} + \alpha_1 ; \theta_{11}^{(2)} = \theta_{12} - \alpha_2 ; \theta_{11}^{(5)} = \theta_{15} + \alpha_4 \quad [7.5a]$$

$$\theta_{11}^{(\text{med})} = \Sigma \theta_{11}^{(i)} / n \quad [7.5b]$$

Orientările spre punctele vechi se determină din coordonate. O modalitate de calcul mai simplă, tabelară, a orientării vizei spre punctul nou este „orientarea automată” (figura 7.15b). Aceasta se face cu ajutorul unghiului de orientare mediu al stației. Din punctul vechi 1 s-au dus vize spre punctele vechi 2, 5, 4 și spre punctul nou I, gradația 0 (zero) a limbului fiind orientată spre o direcție oarecare. Dacă se notează cu θ_0 unghiul de orientare al stației (între nord și zero al limbului), atunci orientarea unei vize s-ar putea determina dacă la θ_0 s-ar aduna citirile C_i la limb spre fiecare direcție, de unde s-ar putea determina valoarea θ_0^{med} :

$$\begin{aligned} \theta_{12} &= \theta_0 + C_2 ; \quad \theta_0^2 = \theta_{12} - C_2 ; \\ \theta_{15} &= \theta_0 + C_5 ; \quad \theta_0^5 = \theta_{15} - C_5 ; \\ \theta_{14} &= \theta_0 + C_4 ; \quad \theta_0^4 = \theta_{14} - C_4 ; \end{aligned} \quad \theta_0^{\text{med}} = \Sigma \theta_0^i / 3 \quad [7.6]$$

Orientarea vizei spre punctul nou rezultă:

$$\theta_{11} = \theta_0^{\text{med}} + C_I \quad [7.7]$$

Alegerea vizelor. Punctul nou I rezultă din intersecția a minim două vize independente. Din motive care țin de precizia intersecției și care vor fi arătate ulterior, se au în vedere o serie de reguli la alegerea vizelor:

- se preferă vizele de orientare cele mai lungi,
- se preferă vizele de determinare scurte,
- se caută, pe cât posibil, perechi de vize care să facă între ele un unghi orizontal apropiat de 100gon,
- pe ansamblu, vizele alese să fie răspândite în toate cadranele.

Calculul se face folosind formulele tangentei sau cotangentei, după caz. Datorită erorilor comise la măsurarea unghiurilor, va exista și o diferență între coordonatele rezultate din fiecare pereche de vize intersectate.

Determinările se consideră corecte dacă diferențele între coordonate nu depășesc 25 – 30 cm. Rezultatul mediei aritmetice a determinărilor înscrise în toleranță reprezintă coordonatele punctului nou. Valorile netolerabile nu participă la medie, existând semne de întrebare asupra semnalelor considerate.

7.4.2.2 Intersecția înapoi

Este un alt procedeu folosit pentru îndesirea rețelei geodezice. Se mai numește și retrointersecție sau Pothénot. Specific acestui procedeu este că se staționează cu teodolitul numai în punctul nou, de unde se vizează spre punctele vechi. În teren se măsoară unghiurile horizontale pentru determinarea poziției plane a punctului nou și unghiurile verticale când se dorește și determinarea cotei lui. Numărul minim de vize necesar este de 4: trei pentru determinarea efectivă (la limită) și una pentru verificare. La birou, se calculează unghiurile horizontale medii măsurate prin metoda seriilor.

Există mai multe soluții date de-a lungul timpului intersecției înapoi: Pothénot, Delambre, Collins, Cassini etc.

Rezolvarea Delambre. Cu notațiile din figura 7.16a (se cunosc coordonatele plane ale punctelor 1, 2, 3, 4 și unghiurile horizontale compensate α, β, γ) se pot scrie ecuațiile dreptelor ce trec prin punctul P (x, y) și de orientare θ cunoscută:

$$\begin{cases} y - y_1 = (x - x_1) \operatorname{tg} \theta_{P1} \\ y - y_2 = (x - x_2) \operatorname{tg} \theta_{P2} \\ y - y_3 = (x - x_3) \operatorname{tg} \theta_{P3} \end{cases} \quad [7.8]$$

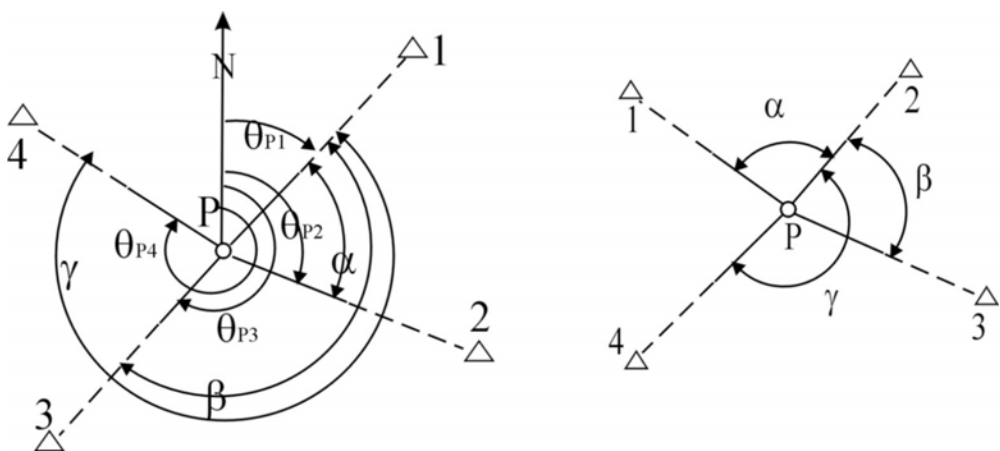


Figura 7.16. Schema de calcul și notații pentru rezolvarea intersecției înapoi: a- Delambre, b- Martinian

În sistemul de mai sus, necunoscutele sunt x , y , θ_{P1} , θ_{P2} , θ_{P3} , adică sistemul este nedeterminat. Se fac substituțiile:

$$\operatorname{tg} \theta_{P1} = \operatorname{tg} \theta = \operatorname{tg} \theta_{1P}; \quad \operatorname{tg} \theta_{P2} = \operatorname{tg}(\theta + \alpha), \quad \operatorname{tg} \theta_{P3} = \operatorname{tg}(\theta + \beta) \quad [7.9]$$

În acest caz sistemul devine determinat, cu 3 ecuații și 3 necunoscute (x , y , θ):

$$\begin{cases} y - y_1 = (x - x_1) \operatorname{tg} \theta \\ y - y_2 = (x - x_2) \operatorname{tg}(\theta + \alpha) \\ y - y_3 = (x - x_3) \operatorname{tg}(\theta + \beta) \end{cases} \quad [7.10]$$

Prin rezolvare, rezultă:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{(y_2 - y_1) \operatorname{ctg} \alpha + (y_1 - y_3) \operatorname{ctg} \beta + x_3 - x_2}{(x_2 - x_1) \operatorname{ctg} \alpha + (x_1 - x_2) \operatorname{ctg} \beta - y_3 + y_2}; \quad \Rightarrow \theta \quad [7.11]$$

Având valorile coordonatelor punctelor vechi: $1(x_1, y_1)$, ..., θ_{1P} , θ_{2P} , θ_{3P} , θ_{4P} , rezultă prin calcul, ca la intersecția înainte, valorile coordonatelor punctului P. Regulile de alegere a vizelor pentru intersecție sunt aceleași cu cele date anterior.

Rezolvarea Martinian se numește astfel după numele profesorului român Octav Martinian, de la facultatea de geodezie din București, care a propus-o. Rezolvarea este agreată pentru că nu necesită calculul orientărilor. Cunoscând coordonatele punctelor vechi (x_i , y_i) și cu notațiile unghiurilor din figura 7.16b rezultă:

$$\begin{cases} x_P = x_2 - r \cdot \Delta y \\ y_P = y_2 + r \cdot \Delta x \end{cases} \quad [7.12]$$

$$\begin{aligned} \Delta x &= \overbrace{(y_2 - y_1) \operatorname{ctg} \alpha - x_1 + x_2 - x_2 + x_3}^{\delta x} + (y_2 - y_3) \operatorname{ctg} \beta \\ \Delta y &= \underbrace{(x_1 - x_2) \operatorname{ctg} \alpha - y_1 + y_2}_{\delta y} - y_2 + y_3 + (x_3 - x_2) \operatorname{ctg} \beta \end{aligned} \quad [7.13]$$

$$r = \frac{\Delta y \delta x - \Delta x \delta y}{\Delta x^2 + \Delta y^2} \quad [7.14]$$

Ca verificare a determinării, se introduce și a patra viză (unghiul γ) și se reia calculul. Prof. Martinian propune și o relație de verificare a calculului:

$$\begin{aligned} (y_1^2 - y_p^2) - K(y_1 - y_p) + (x_1^2 - x_p^2) - L(x_1 - x_p) &= 0 \\ \text{unde: } K &= 2y_2 - \delta y; \quad L = 2x_2 - \delta x \end{aligned} \quad [7.15]$$

7.4.2.3. Intersecția combinată

Reprezintă procedeul cel mai indicat, care se va aplica ori de câte ori este posibil. În acest caz, se staționează atât în puncte vechi, cât și în puncte noi, rezultând și vize bilaterale (reciproce) între puncte (figura 7.12c). Ceea ce este specific metodei este modul de determinare a orientărilor pentru vizele reciproce, întrucât în rest, calculele se conduc la fel ca la intersecția înainte.

Dacă se ia în considerație, spre exemplu viza 1C, care este bilaterală, va rezulta o orientare din 1 spre C (orientare „exterioară”, θ_{1C}^{ext}), care se determină ca și în cazul intersecției înainte, presupunând că din 1 s-au dus mai multe vize de orientare. Pentru aceeași viză se poate calcula și orientarea din interior, θ_{C1}^{int} , care determină ca și în cazul intersecției înapoi. În final, făcând abstracție de 200 gon se poate scrie:

$$\theta_{1C} = \frac{\theta_{1C}^{ext} + \theta_{1C}^{int}}{2} \quad [7.16]$$

În acest fel, vizele bilaterale sunt mai precis determinate, pentru că reprezintă media a două determinări și întreaga rezolvare devine mai precisă.

După calculul orientărilor, calculele se conduc ca și la intersecția înainte, iar vizele care se intersectează se aleg după aceleași principii. Sunt de preferat perechile de vize reciproce.

7.4.2.4. Intersecții la limită

Reprezintă determinarea unui punct nou cu cel mai mic număr posibil de vize (figura 7.13). Un aspect aparte îl au intersecțiile la limită cu puncte duble. Acestea sunt tot intersecții la limită (nu au un control al determinării), dar au un control de calcul și conduc la obținerea a două puncte noi, ceea ce în teren poate fi adesea mai util. În principiu, un punct nou se poate determina și din 2 vize de determinare duse spre puncte vechi, nestaționabile

(măcar unul nestăționabil). Pentru aceasta, trebuie ca în zonă să mai existe posibilitatea determinării unui alt punct nou, din care:

- să se poată duce viză spre celălalt punct nou,
- să se poată duce vize spre punctele vechi.

Există mai multe situații practice, care și-au găsit rezolvări teoretice interesante; în continuare se prezintă două astfel de rezolvări, care se pot dovedi utile în teren.

Problema Hansen presupune rezolvarea unei situații ca aceea din figura 7.17a. Punctele vechi, de coordonate cunoscute, sunt 1 și 2, iar punctele noi, de determinat, sunt R și S. În teren se staționează în R și S și se măsoară prin metoda seriilor, în final, unghiurile α , β , γ , δ .

Una din rezolvările propuse este cea dată de Kadner și Otokar. Cu notațiile din figură se poate scrie:

$$tg \varepsilon = \frac{ctg \alpha + ctg \beta + ctg \gamma + ctg \delta}{ctg \alpha ctg \delta - ctg \beta ctg \gamma} \quad [7.17]$$

Din relație rezultă valoarea unghiului ε . Cu această valoare aflată, calculele decurg în următoarele etape:

- se determină orientarea θ_{12} din coordonate
- se calculează succesiv:

$$\theta_{RS} = \theta_{12} + \varepsilon; \quad \theta_{R1} = \theta_{RS} - \alpha, \quad \theta_{R2} = \theta_{RS} + \beta$$

$$\theta_{S2} = \theta_{SR} + \gamma = \theta_{RS} \pm 200 + \gamma; \quad \theta_{S1} = \theta_{SR} - \delta; \quad \theta_{1R} = \theta_{R1} \pm 200, \\ \theta_{R2} = \theta_{2R} \pm 200$$

- se calculează punctele R și S, ca într-o intersecție înainte la limită: R rezultă din intersecția vizei 2R cu 1R, iar S din 1S cu 2S. Punctul S se poate determina prin intersecție și din 1S cu RS, și din 2S cu RS
- controlul calculului:

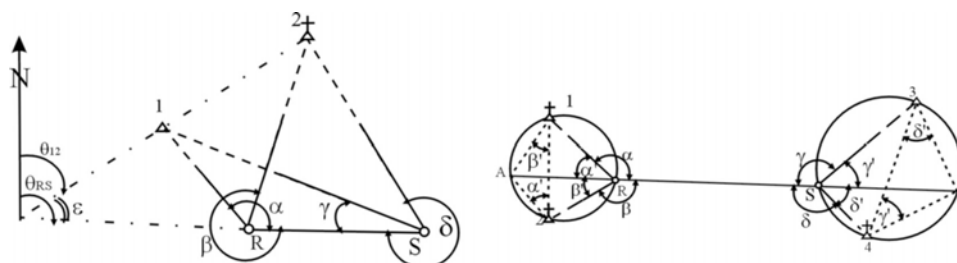


Figura 7.17. Intersecția cu puncte duble: a- problema Hansen, b- problema Marek

Problema Marek este legată de situația practică din figura 7.17b: din punctul nou R se poate duce viză la punctele vechi 1 și 2 (măcar unul nestaționabil), din punctul nou S se poate viza spre punctele vechi 3 și 4 (unul măcar nestaționabil) și se poate duce viză bilaterală între R și S. În teren, staționând în punctele noi, se determină prin metoda seriilor valorile unghiurilor α , β , γ , δ .

Pentru calculul unui punct nou, de exemplu R, se parcurg următoarele etape:

- prin punctele R, 1, 2 și S, 3, 4 se construiește câte un cerc,
- se construiește dreapta RS, care taie cercurile în A și B.
- se calculează valorile unghiurilor $\alpha' = 200 - \alpha$ și $\beta' = 200 - \beta$
- se determină θ_{12} din coordonate,
- se calculează $\theta_{1A} = \theta_{12} + \beta'$, $\theta_{2A} = \theta_{21} - \alpha'$ și cu aceste orientări se determină punctul A (x_A, y_A) prin intersecție înainte

Se procedează identic pentru punctul nou S, obținând în final coordonatele punctului B(x_B, y_B). Din coordonatele punctelor A și B se determină θ_{AB} , care este aceeași cu θ_{RS} .

În continuare, rezultă:

- $\theta_{R1} = \theta_{RS} - \alpha$, $\theta_{R2} = \theta_{RS} + \beta$, de aici rezultă θ_{1R} și θ_{2R} , care dau prin intersecție la limită înainte punctul R (x_R, y_R)
- $\theta_{S3} = \theta_{SR} + \gamma$, $\theta_{S4} = \theta_{SR} - \delta$, de aici rezultă θ_{3S} și θ_{4S} , care dau prin intersecție înainte la limită punctul S(x_S, y_S)

Ca verificare - de calcul doar, întrucât determinarea este la limită, se poate calcula din coordonate suprafața S_{ARSB} , care trebuie să fie zero întrucât punctele sunt coliniare.

7.4.2.5. Precizia intersecțiilor

Așa cum s-a arătat, la determinarea poziției punctelor noi prin metoda intersecției se măsoară *numai unghiuri*. Se măsoară unghiuri orizontale pentru determinarea coordonatelor plane și unghiuri verticale pentru determinarea cotei punctelor prin nivelment trigonometric la distanțe mari. Instrumentele de folosit sunt teodolite, care trebuie să aibă precizia de minim $\pm 5''$. Precizia teodolitelor fiind bună, și precizia determinărilor este ridicată.

Să presupunem cazul unei intersecții înainte (la care se reduc practic și celelalte tipuri) între vizele 1P și 2P (figura 7.18a) și să considerăm influența direcției 1P asupra poziției punctului P. Din figură se observă că:

$$\theta_{1P} = \theta_{12} + \alpha \quad [7.18]$$

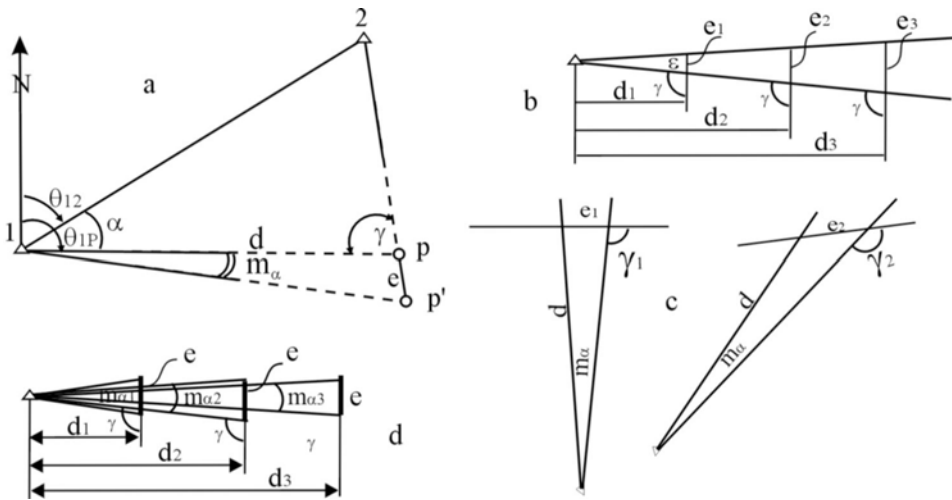


Figura 7.18 Elemente ce condiționează precizia intersecțiilor a. schemă generală de calcul; b. dependența de distanță; c. dependența de unghiul de intersecție al vizelor; dependența de lungimea vizei de orientare.

Orientarea θ_{1P} este însoțită de o eroare $\pm \varepsilon$, care este dată de eroarea medie de măsurare a unghiului α , m_α și de eroarea de determinare a punctelor 1 și 2. Asupra acesteia din urmă, care depinde de precizia cu care au fost determinate în teren punctele 1 și 2, nu putem acționa și oricum valoarea ei este mică, astfel că o vom neglija. Rămâne că eroarea care însoțește valoarea orientării θ_{1P} este dată de relația:

$$\theta_{1P} + \varepsilon = (\theta_{12} \pm d\theta) + (\alpha \pm m_\alpha)$$

$$\varepsilon = \pm d\theta \pm m_\alpha \approx \pm m_\alpha \quad [7.19]$$

Eroarea unghiulară m_α va provoca la distanța „d” o abatere liniară „e”, care va deplasa punctul P în P’. Valoarea lui „e” se scrie ținând cont că m_α este o valoare mică, de ordinul secundelor:

$$e = d \operatorname{tg} m_\alpha = d \frac{\sin m_\alpha}{\cos m_\alpha} = d \frac{m_\alpha^{(cc)}}{\rho^{(cc)}} \quad [7.20]$$

Mărimea abaterii „e” depinde de unghiul γ de intersecție a vizelor (figura 7.18 c), fiind minimă pentru unghiuri apropiate de 100gon. Dependența de distanță este arătată în figura 7.18 b, de aici rezultând observația că vizele de determinare să fie cât mai scurte.

Dependența abaterii liniare „e” de geometria intersecției este sugerată în figura 7.18:

- dependența de distanța „d” este de directă proporționalitate (figura 7.18 b), de aici rezultând observația ca vizele de determinare (punct vechi – punct nou) să fie cât mai scurte;
- dependența de unghiul γ de intersecție a vizelor (figura 7.18c) arată că „e” ia valori minime pentru unghiuri apropiate de 100gon, de aici rezultând observația ca alegerea vizelor pentru intersecție să țină cont de unghiul dintre vize,
- erorile unghiulare comise pentru o aceeași eroare liniară „e” scad pe măsură ce distanța dintre puncte crește, de aici rezultând observația ca vizele de determinare să fie cât mai lungi (figura 7.18 d).

7.4.2.6. Calculul cotei punctelor de intersecție

Dacă în urma măsurătorilor din teren s-au determinat la birou coordonatele plane ale punctelor noi, cotele lor se determină de regulă prin nivelment trigonometric la distanțe mari. În figura 7.19a se arată un caz simplu de îndesire într-o zonă dată, cu se un număr de vize mic. În urma îndesirii, au rezultat punctele 1, 2, 3 (nestaționabil) și 4.

Punctele între care există vize reciproce se pot lega într-un traseu de drumuire, sprijinit pe puncte de coordonate (x, y, z) cunoscute (traseul A-1-2-B). Cotele punctelor determinate prin intersecții înainte (3) sau înapoi (4) se determină prin metoda radierii.

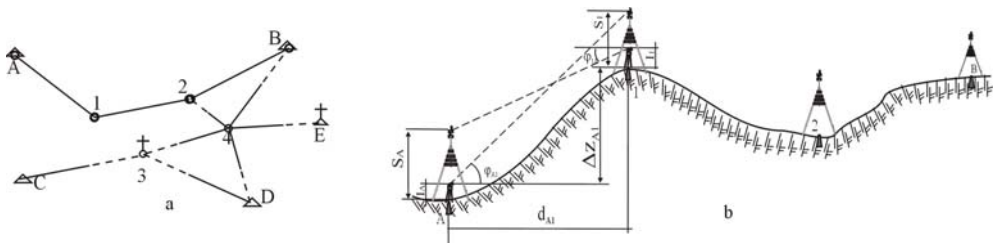


Figura 7.19 Calculul cotelor punctelor de intersecție: a- vedere în plan, b- secțiune verticală în cazul vizelor reciproce

a. *Metoda drumuirii* de nivelment trigonometric se aplică în acest caz plecând de la elementele cunoscute: A (x_A, y_A, z_A), B(x_B, y_B, z_B), 1(x_1, y_1), 2(x_2, y_2) și de la cele măsurate în teren: unghiuri verticale, înălțimea aparatului și a semnalelor). În figura 7.19 b se prezintă profilul traseului drumuirii. Modul de calcul al diferențelor de nivel între punctele de stație se arată pentru tronsonul A-1:

- din A spre 1: $\Delta z_{A1} = d_{A1} \text{tg} \varphi_{A1} + I_A - S_1 + c$ (pentru cazul φ pozitiv)

- din 1 spre A: $\Delta z_{1A} = d_{A1} \text{tg} \varphi_{1A} + I_1 - S_A - c$ (pentru cazul φ negativ)

- se face calculul și se compară rezultatele în modul; semnul este dat de diferența de nivel în sensul de parcurgere a drumuirii (de la A spre 1). Dacă rezultatele sunt tolerabile [7.21], se face media lor aritmetică (distanța D este exprimată în km)

$$T = \pm 0,20\sqrt{D} \quad [7.21]$$

În mod similar se fac calculele și pentru tronsoanele următoare; în final se face controlul de ansamblu:

$$\Delta z_{A1} + \Delta z_{12} + \Delta z_{2B} = z_B - z_A \quad [7.22a]$$

$$e_z = \sum \Delta z_{ij} - (z_B - z_A) \leq T = \pm 0,20\sqrt{(\sum d_{ij})} \quad [7.22b]$$

Dacă eroarea e_z este tolerabilă, atunci se calculează corecția unitară, c_u , (pe unitate de lungime) și cea aferentă fiecărei laturi, c_{ij} :

$$c_z = -e_z; \quad c_u = -\frac{e_z}{D}; \quad c_{ij} = c_u \cdot d_{ij} \quad [7.23]$$

Se calculează diferențele de nivel compensate Δz_{ij}^c și se verifică dacă suma lor este cea considerată inițial:

$$\Delta z_{ij}^c = \Delta z_{ij} + c_{ij}; \quad \sum \Delta z_{ij}^c = z_B - z_A \quad [7.24]$$

În final, se determină cotele absolute ale punctelor intermediare:

$$z_1 = z_A + \Delta z_{A1}^c; \quad z_2 = z_1 + \Delta z_{12}^c$$

b. *Metoda radierii* de nivelment trigonometric la distanțe mari se folosește pentru cazul determinării punctelor prin vize unilaterale.

În cazul unui punct determinat prin intersecție înainte – punctul 3 din figura 7.20a, se spune că „se duc cote” punctului 3. Cota punctului 3 se determină prin radiere din punctul C, D etc:

$$\begin{aligned} z_3^C &= z_C + I_C + d_{C3} \operatorname{tg} \varphi_{C3} + c_1 \\ z_3^D &= z_D + I_D + d_{D3} \operatorname{tg} \varphi_{D3} + c_2 \end{aligned} \quad [7.25]$$

...

În final, cota se determină ca medie aritmetică între valorile radiate din fiecare punct, dacă sunt tolerabile.

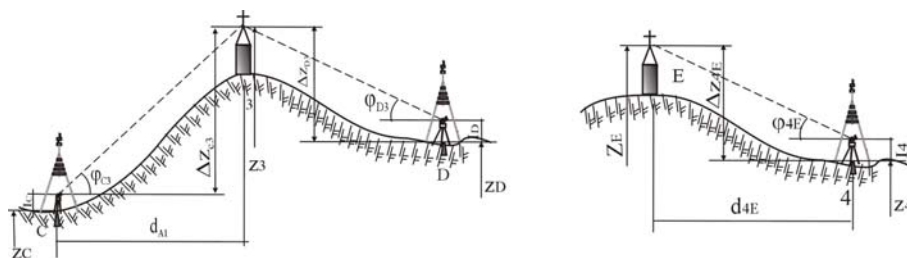


Figura 7.20 Calculul cotelor punctelor de drumuire: a- schemă de calcul pentru cazul intersecției înainte, b- schemă de calcul pentru intersecția înapoi

În cazul unui punct determinat prin intersecție înapoi – punctul 4 în figura 7.20b, se spune că „se aduc cote” punctul 4. Conform cu figura 7.19a, în punctul 4 se aduc cote din 3, 2, B, E și D. Spre exemplu, pentru cota pentru determinată din punctul E se scrie:

$$z_E = z_4 + I_4 + d_{4E} \operatorname{tg} \varphi_{4E} + c; \Rightarrow z_4^E = z_E - I_4 - d_{4E} \operatorname{tg} \varphi_{4E} - c \quad [7.26]$$

În mod similar se determină cota punctului 4 din celelalte cote cunoscute și, cu valorile tolerabile, se face media aritmetică.

7.4.3. Îndesirea rețelei geodezice cu tahimetre electronice

Îndesirea rețelei de triangulație folosind instrumente moderne, care măsoară deopotrivă de precis unghiuri (cu precizii de teodolit) și distanțe (prin unde) s-a dezvoltat odată cu apariția pe scară largă a acestor tipuri. Metodele folosite s-au impus deja și se folosesc cel puțin în aceeași măsură ca și cele clasice.

Proiectarea lucrărilor se referă la alegerea poziției punctelor noi funcție de cele vechi, în scopul de a asigura o densitate corespunzătoare. În principiu, pentru o zonă mai întinsă pentru care se face îndesirea, se pornește tot de la o hartă cu curbe de nivel la scara 1:25.000 sau 1:50.000, pe care sunt raportate punctele din rețeaua de ordin I-IV și eventuale puncte de ordin V determinate anterior (figura 7.21). Se urmărește ca, în ansamblu, punctele vechi și cele noi să asigure densitatea corespunzătoare (a se vedea 7.4.2, proiectarea rețelei). Punctele noi pot fi legate în *trasee de drumuire*, pot fi puncte determinate prin *intersecție unghiulară* (înainte, înapoi, combinată) sau intersecție *liniară* (*trilaterație*), prin *radiere controlată* sau *reunite în triunghi*.

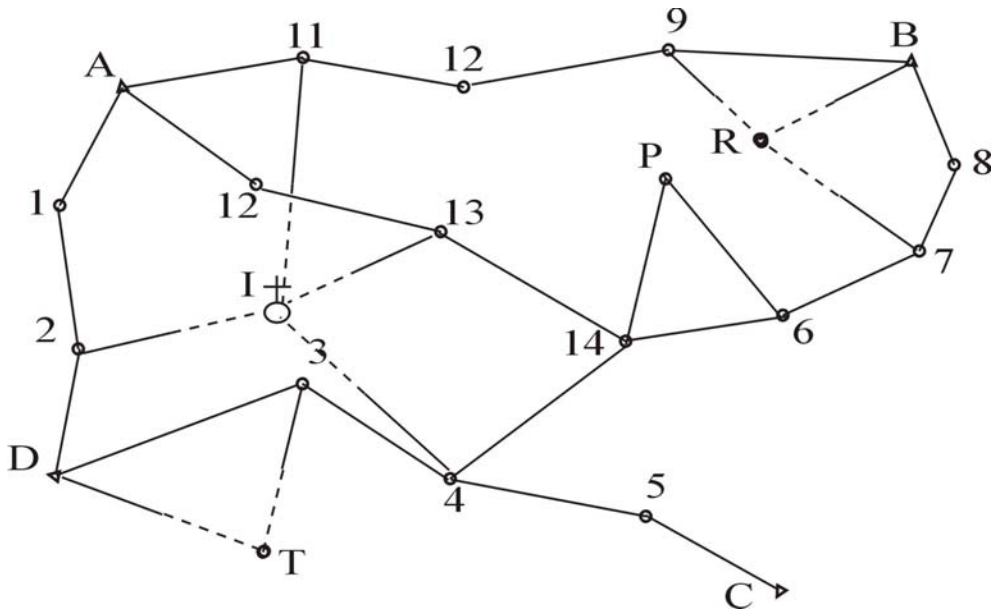


Figura 7.21. Îndesirea rețelei geodezice cu tahimetre electronice

Lucrările din teren încep prin vizitarea punctelor vechi și verificarea existenței bornelor, a semnalelor și a vizibilității între puncte și măsurarea înălțimii semnalelor, a excentricității bornă – semnal și orientarea acestora. Punctele din rețeaua de drumuire se aleg astfel încât între ele să existe vizibilitate reciprocă, iar laturile drumuirii pot să aibă lungimi de ordinul sutelor de metri. Pentru restul punctelor (puncte de completare), condițiile de determinare sunt specifice fiecărui caz. Odată stabilită poziția punctelor, acestea se marchează conform cu normativele amintite.

Elementele măsurate sunt specifice pentru fiecare metodă în parte: la drumuire se măsoară unghiurile orizontale, verticale și distanțele spre înapoi și înainte, în ambele poziții ale lunetei, la punctele radiate se măsoară unghiuri și distanțe, la intersecția unghiulară – numai unghiuri, iar la intersecția liniară- numai lungimi. Elementele ce se măsoară în teren vor fi detaliate pentru fiecare metodă în parte.

Calculul punctelor noi se face specific pentru fiecare caz în parte.

Calculul drumuirii va fi analizat pe larg în capitolul următor. Trebuie ținut cont că la aceste drumuire, spre deosebire de cele tahimetrice clasice, distanțele fiind peste 400 m, cotele se determină prin nivelment trigonometric la distanțe mari, intervenind corecțiile aferente refracției atmosferice și curburii terestre. Dacă este cazul, se face mai întâi calculul punctelor de pe drumuirile principale, apoi de pe drumuirile secundare și terțiare.

Punctele de completare se aleg așa fel încât, după caz, să asigure împreună cu cele din drumuire, densitatea și omogenitatea rețelei.

Calculul punctelor radiate. Metoda radierii este specifică în topografie ridicării detaliilor topografice, dar ea se poate folosi și la determinarea punctelor noi. În figura 7.22a se arată un astfel de caz: se cunosc coordonatele punctelor vechi 9, B și 7, întrucât se presupune că drumurile au fost deja calculate. Din punctele 9, B și 7 se vizează și spre punctul radiat R, măsurându-se: distanța înclinată, unghiul de înclinare sau zenital și unghiul orizontal față de o direcție de referință. Aceste elemente se măsoară cu luneta în ambele poziții. Din fiecare punct se obțin independent, prin calcul, coordonatele punctului R:

Din punctul 9:

$$x_R = x_9 + \Delta x_{9-R}; \quad y_R = y_9 + \Delta y_{9-R}, \quad [7.27a]$$

unde: $\Delta x_{9-R} = d_{9-R} \cos \theta_{9-R} = (l_{9-R} \sin z_{9-R}) \cos \theta_{9-R} = (l_{9-R} \cos \varphi_{9-R}) \cos \theta_{9-R};$
 $\theta_{9-R} = \theta_{9-B} + \alpha,$ și θ_{9-B} se calculează din coordonate

$$\Delta y_{9-R} = d_{9-R} \sin \theta_{9-R}$$

Din punctul B:

$$x_R = x_B + \Delta x_{B-R};$$

$$y_R = y_B + \Delta y_{B-R}, \quad \theta_{B-R} = \theta_{B-9} - \beta, \quad [7.27b]$$

Din punctul 7:

$$x_R = x_7 + \Delta x_{7-R};$$

$$y_R = y_7 + \Delta y_{7-R}, \quad \theta_{7-R} = \theta_{7-B} - \gamma \quad [7.27c]$$

Dacă valorile coordonatelor plane se găsesc într-un interval tolerabil ($\pm 30\text{cm}$), atunci valoarea definitivă se consideră media lor aritmetică. La limită, radierea se poate face și dintr-o singură stație, dar în acest caz nu mai există un control al determinării.

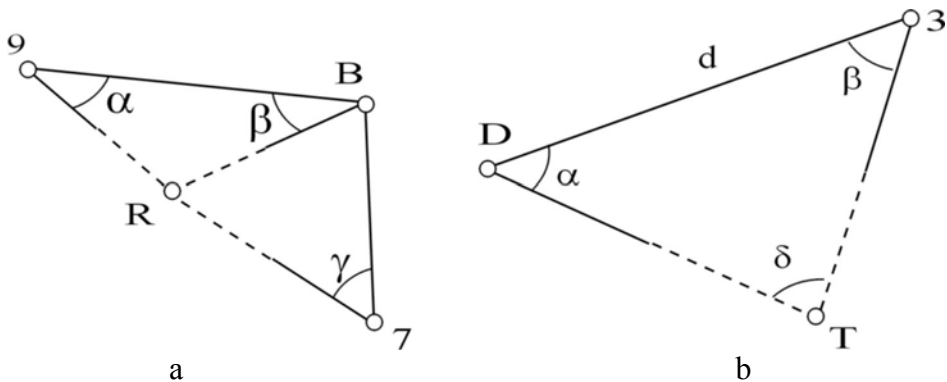


Figura 7.22. Calculul coordonatelor plane ale punctelor de completare: a-punct prin radiere controlată, b-punct reunit în triunghi

6 și distanțele orizontale d_1 și d_2 determinate în urma măsurătorilor din teren. Etapele de calcul pentru determinarea coordonatelor punctului nou P sunt:

- se construiește $PP' = h$, înălțime în triunghiul 14-P-6; punctul P' determină pe 14-6 lungimile $p = 13-P$ și $q = P'-6$;
- se exprimă p și q funcție de unghiurile interioare triunghiului 6 și 14:

$$\begin{aligned} p &= d_1 \cos 14^\circ \\ q &= d_2 \cos 6^\circ \end{aligned} \quad [7.29]$$

- valoarea unghiurilor din 14 și 6 nu se cunoaște, așa încât se exprimă funcție de distanțele cunoscute folosind teorema lui Pitagora generalizată (cosinusului):

$$\begin{aligned} d_1^2 &= d_2^2 + D^2 - 2Dd_2 \cos 6^\circ \\ d_2^2 &= d_1^2 + D^2 - 2Dd_1 \cos 14^\circ \end{aligned} \quad [7.30]$$

- în relațiile [7.29] se înlocuiește $(\cos 6)$ și $(\cos 14)$ din relația [7.30], rezultând:

$$\begin{aligned} p &= d_1 \frac{d_1^2 + D^2 - d_2^2}{2Dd_1} = \frac{d_1^2 - d_2^2 + D^2}{2D} \\ q &= d_2 \frac{d_2^2 + D^2 - d_1^2}{2Dd_2} = \frac{d_2^2 - d_1^2 + D^2}{2D} \end{aligned} \quad [7.31]$$

- se exprimă „h” funcție de „p” și „q”:

$$h = \sqrt{d_1^2 - p^2} = \sqrt{d_2^2 - q^2} \quad [7.32]$$

- se exprimă creșterile pe axa x și y funcție de elementele cunoscute, pornind din punctul 14:

$$\begin{aligned} x_P &= x_{14} + \Delta x_{14-P} = x_{14} + a + b = x_{14} + p \cos \theta + h \sin \theta \\ y_P &= y_{14} + \Delta y_{14-P} = y_{14} + c - d = y_{14} + p \sin \theta + h \cos \theta \end{aligned} \quad [7.33]$$

Pentru verificare se pot deduce coordonatele punctului P și pornind de la punctul cunoscut 6:

$$\begin{aligned}x_p &= x_6 + \Delta x_{6-p} = x_6 - q \cos \theta + h \sin \theta \\y_p &= y_6 + \Delta y_{6-p} = y_6 - q \sin \theta - h \cos \theta\end{aligned}\quad [7.34]$$

Rezultatul aplicării relațiilor [7.33] și [7.34] trebuie să fie același, pentru că determinarea este la limită. Un alt mod de control al calculului este să se calculeze din coordonate distanțele 14-P și 6-P și să se compare cu distanțele d_1 și d_2 .

Calculul cotei punctelor noi se face, în acest caz, prin nivelment trigonometric la distanțe mari. Prisma reflectoare (figura 7.23b) se montează la o înălțime S , egală sau diferită de I . În aceste condiții, se poate scrie:

$$\begin{aligned}\Delta z_{ij} &= d_{ij} \operatorname{tg} \varphi_{ij} + I - S + c \quad - \text{pentru cazul } \varphi > 0 \\ \Delta z_{ij} &= -d_{ij} \operatorname{tg} \varphi_{ij} + I - S - c \quad - \text{pentru cazul } \varphi < 0\end{aligned}\quad [7.35]$$

În zonele de câmpie, unde vizele merg mult timp paralel cu terenul la înălțimi mici, se preferă determinarea cotelor punctelor prin nivelment geometric, întrucât coeficientul de corecție atmosferică nu este bine cunoscut decât pentru vize înalte.

7.4.4. Îndesirea rețelei de nivelment de stat (nivelmentul tehnic; nivelmentul de ordin V)

Așa cum s-a arătat, punctele rețelei geodezice de stat (de ordin I, II, III și IV) dau cu precizie bună cotele normale ale punctelor în sistemul Marea Neagră 1975. Scopul îndesirii rețelei de nivelment este obținerea în zona de lucru a unei rețele de puncte a cărei densitate să corespundă nevoilor practice. Metoda de bază folosită pentru îndesirea rețelei este drumuirea încadrată de nivelment geometric. În final, rețeaua de nivelment trebuie să asigure o densitate de circa un punct la 2 – 4 km.

Drumuirea încadrată de nivelment geometric

Proiectarea rețelei constă în alegerea punctelor intermediare în drumuire și se face ținând cont de o serie de reguli:

- traseul să se sprijine pe puncte ale rețelei de nivelment de ordin I – IV și să se așeze pe terenuri stabile, cu pante line,
- dacă se urmărește aducerea de cote punctelor din rețeaua de triangulație, traseul trebuie să conțină și astfel de puncte,
- lungimea totală a unui traseu să nu depășească 2 km,
- nivelele să nu depășească 200m, astfel ca lungimea portei să fie de maxim 100m

- o parte din punctele intermediare se vor marca în mod corespunzător

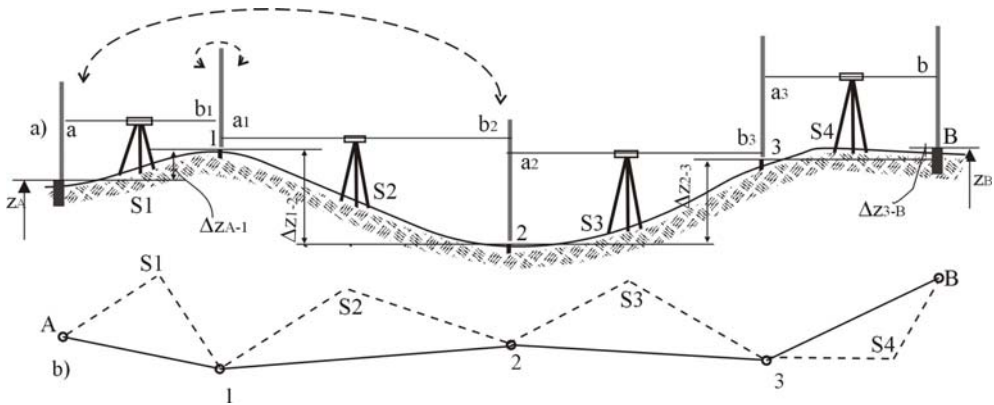


Figura 7.24. Drumuire de nivelment geometric încadrată a- secțiune verticală, b- vedere în plan

Măsurătorile în teren presupun citirea înălțimilor din dreptul firului nivelor pe stadia ținută vertical (cap. 3.4.3). În figura 7.24 se prezintă un caz simplificat, cu numai 3 puncte intermediare, dar numărul stațiilor este cuprins în mod real între 10 și 20. Se lucrează prin procedeul cu stații duble. Practic, se staționează în stația S1, se vizează stadia din A și se face citirea „a”, apoi se face citirea spre 1, unde se citește b1. Se face controlul, mutând nivelul în stația S1’, refăcând citirile spre A (a’) și 1 (b1’). Tronsonul A-1 se consideră parcurs dacă între diferențele de nivel obținute din cele două determinări există o diferență mică, tolerabilă. Pentru trecerea la tronsonul următor (1 – 2), stadia din 1 se răsucește spre S2, iar stadia din A se va instala în punctul 2; operațiile se repetă întocmai și pentru acest tronson. Pentru a menține o precizie cât mai ridicată a determinărilor, în teren se iau *măsurări de prevedere*. Dintre acestea se amintesc ca mai importante:

- se alege un instrument care să asigure o precizie bună pe kilometrul de drumuire,
- se staționează cu nivelul la distanțe egale față de stadii (portee egale),
- verticalizarea stadiilor să fie asigurată cu nivele sferice; se recomandă susținerea lor prin contrafișe,
- se folosesc stadii cu bandă de invar și „broaște de nivelment”, pentru a asigura menținerea stadiiei exact la același nivel când se vizează din două stații consecutive.

Calculul drumuirii încadrate de nivelment geometric se face pornind de la elementele cunoscute în urma măsurătorilor (citirile spre stadiile verticale) și a cotei punctelor de sprijin, Z_A și Z_B (figura 7.24). Citirile spre

înapoi sunt de tipul a, a_1, a_2, \dots și a', a_1', a_2', \dots iar cele spre înainte sunt b_1, b_2, b_3, \dots și b_1', b_2', \dots . Există două modalități practice de a face calculul drumuirii:

✓ a - folosind diferențele de nivel

- se determină diferența de nivel medie pe fiecare tronson:

$$\Delta z_{A-1} = \frac{(a - b_1) + (a_1' - b_1')}{2}$$

..... [7.36]

$$\Delta z_{3-B} = \frac{(a_3 - b_3) + (a_3' - b_3')}{2}$$

- se calculează mărimea erorii totale comisă la măsurarea diferențelor de nivel:

$$e_z = \sum \Delta z_{ij} - (z_B - z_A) \quad [7.37]$$

- dacă eroarea este mai mică decât toleranța, se determină corecția totală (egală și opusă erorii) și corecția unitară, cu care se corectează diferența de nivel pentru fiecare tronson din cele „n”. Corecția s-a distribuit egal, pentru că de cele mai multe ori se lucrează cu nivelee de același ordin de mărime.

$$c_U = -\frac{e_z}{n} \quad [7.38]$$

- se calculează diferența de nivel compensată și cotele absolute:

$$\Delta z_{ij}^c = \Delta z_{ij} + c_U$$

$$z_1 = z_A + \Delta z_{A-1}^c; z_2 = z_1 + \Delta z_{1-2}^c; \dots, z_B^{calc} = z_3 + \Delta z_{3-B}^c \equiv z_B^{dat} \quad [7.39]$$

✓ b- folosind citirile pe stadiu. În acest mod, diferența de nivel se obține făcând diferența între suma citirilor spre înapoi și cele spre înainte. Pentru că fiecare măsurătoare este însoțită de erori, rezultă:

$$e_z = (\sum a_i - \sum b_i) - (z_B - z_A) \quad [7.40]$$

Și în acest caz se determină corecția totală și cea unitară, dar în final se corectează *citirile* și nu diferențele de nivel. Cu citirile compensate rezultă cotele absolute ale punctelor intermediare.

Precizia drumuirii de nivelment geometric se va studia pe o drumuire ideală (figura 7.25), adică presupunând un traseu de pantă continuă și mică, având „n” laturi de lungime 2d. În acest caz, diferența de nivel totală (pentru întreaga drumuire) este:

$$\Delta z = (a_1 - b_1) + (a_2 - b_2) + \dots + (a_n - b_n) \quad [7.41]$$

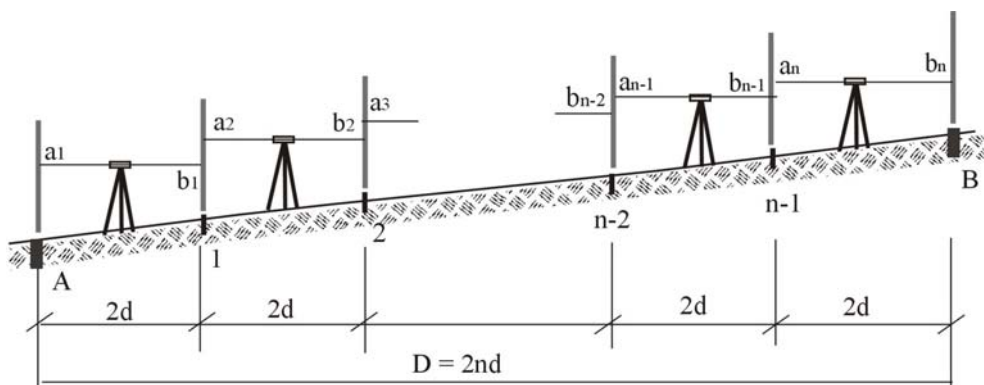


Figura 7.25. Precizia drumuirii de nivelment geometric

Eroarea care afectează valoarea diferenței totale de nivel, $e_{\Delta z}$, provine din erorile care afectează fiecare citire, considerând citirea a_i afectată de eroarea $\pm e_i$. În aceste condiții se poate scrie:

$$\Delta z + e_{\Delta z} = [(a_1 \pm e_1) - (b_1 \pm e_1')] + [(a_2 \pm e_2) - (b_2 \pm e_2')] + \dots + [(a_n \pm e_n) - (b_n \pm e_n')] \quad [7.42]$$

Ținând cont de relația [7.41] se poate scrie:

$$e_{\Delta z} = \pm e_1 \pm e_1' \pm e_2 \pm e_2' \pm \dots \pm e_n \pm e_n'$$

Valorile $\pm e_i$ și $\pm e_i'$ sunt necunoscute dar, întrucât se lucrează pe portee egale, cu același instrument și același operator, se pot înlocui cu o eroare medie, $\pm e$. În acest caz, eroarea care afectează întreaga diferență de nivel, $e_{\Delta z}$, devine o eroare medie, $m_{\Delta z}$, care este dată de:

$$m_{\Delta z} = \pm e \pm e \pm e \dots \pm e \quad (2n \text{ termeni}) \quad [7.43]$$

Pentru a scăpa de semnele alternante se ridică la pătrat și relația devine succesiv:

$$m_{\Delta z} = \pm \sqrt{e^2 + e^2 + \dots + e^2} = \pm e \sqrt{2n} = \pm e \sqrt{\frac{D}{d}} = \pm \frac{e}{\sqrt{d}} \sqrt{D} = \pm e' \sqrt{D} \quad [7.44]$$

Transformările succesive din relația de mai sus sunt posibile întrucât porteea poate fi considerată constantă, de mărime dată. Concluziile practice care rezultă din relația de propagare a erorilor în nivelmentul geometric [7.44] sunt că:

- eroarea totală este funcție de precizia nivelului folosit ($\pm e$),
- deși porteele mici ar asigura o precizie bună ($d = \text{mic}$), ele ar scădea randamentul lucrării, așa încât ele nu se vor lua sub 50m,
- mărimea erorii este proporțională cu lungimea totală a traseului drumuirii.

CAPITOLUL 8

REȚELE DE RIDICARE. DRUMUIRI

8.1. Generalități, clasificarea drumuirilor

Punctele din rețeaua de sprijin (cuprinzând cele din rețeaua geodezică și de ordinul V) sunt încă prea rare pentru nevoile curente ale ridicărilor în plan (figura 7.1). De aceea, se pune în continuare problema îndesirii acesteia prin **rețele de ridicare**, constituite prin drumuiri în zona de lucru. Rețeaua de ridicare cuprinde așadar atât punctele din rețeaua de ordin I – V, cât și punctele noi, determinate prin drumuire.

Prin **drumuire** se înțelege un traseu desfășurat între puncte cunoscute, în care laturile se înlănțuie prin elemente topografice: unghiuri, distanțe, diferențe de nivel.

Clasificarea drumuirilor se poate face după mai multe criterii.

Din punctul de vedere al controlului elementelor măsurate (figura 8.1):

- ✓ drumuiri încadrate (sprijinite) pe puncte de coordonate cunoscute
- ✓ drumuiri închise pe punctul de plecare

Acest din urmă caz poate fi considerat și ca un caz particular al primului, pentru situația în care punctele de sprijin coincid, dar există elemente specifice de calcul.

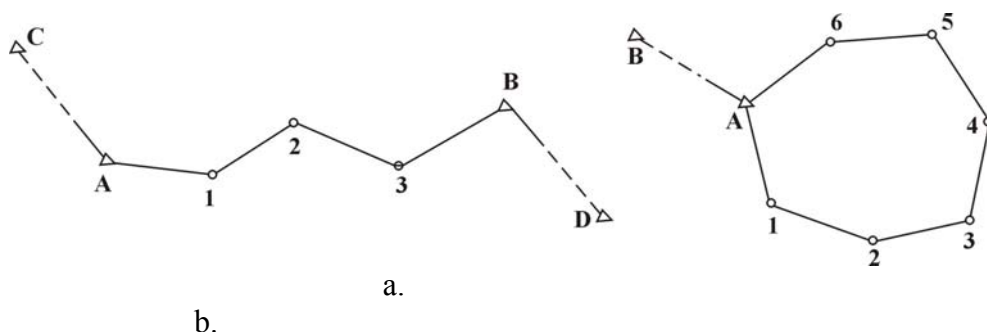


Figura 8.1. Clasificarea drumuirilor din punctul de vedere al controlului elementelor măsurate a. drumuiri sprijinite (încadrate); b. drumuire închisă pe punctul de plecare

Din punctul de vedere al ordinului lor (figura 8.2):

- ✓ drumuiri primare (de ordin I) – sunt drumuiri încadrate între punctele rețelei de ordin I – V,

- ✓ drumuiri secundare (de ordin II) – sunt drumuiri care au cel puțin un capăt pe o drumuire primară (principală)
- ✓ drumuiri terțiare (de ordin III) – sunt drumuiri sprijinite cel puțin la un capăt pe o drumuire secundară
- ✓

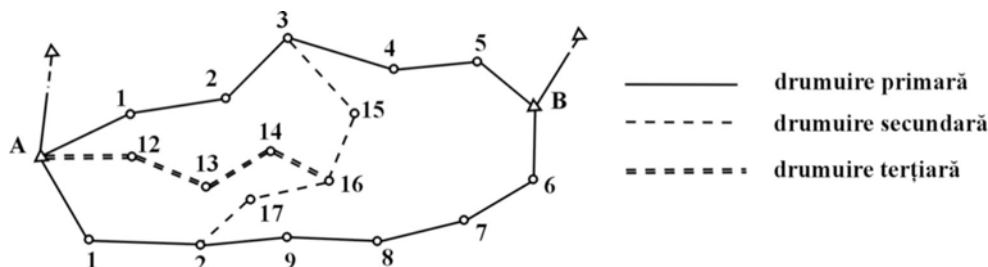


Figura 8.2. Clasificarea drumuirilor din punct de vedere al ordinului

Din punctul de vedere al elementelor care se determină:

- ✓ drumuiri combinate – când pentru punctele drumuirii se determină coordonatele x , y , z ,
- ✓ drumuiri planimetrice – când se determină doar coordonatele plane ale punctelor noi, x și y ,
- ✓ drumuiri nivelitice – când pentru punctele drumuirii se determină doar cota, z .

Din punctul de vedere al măsurării elementelor topografice (unghiuri, distanțe, diferențe de nivel):

- ✓ pentru unghiurile orizontale: - *drumuiri tahimetrice*, când unghiurile orizontale se măsoară cu tahimetre,
- *drumuiri busolare*, când unghiurile orizontale sunt orientări, măsurate cu busola
- ✓ pentru distanțe: - *drumuiri clasice*, când distanțele se măsoară direct (ruletă, panglică)
- *drumuiri tahimetrice*, când distanțele se măsoară optic, cu tahimetrul
- *drumuiri poligonometrice (cu laturi lungi)*, când distanțele se măsoară prin unde
- ✓ pentru diferențe de nivel: - *de nivelment geometric*, când diferența de nivel se măsoară direct, cu nivelul,
- *de nivelment trigonometric*, care pot fi la distanțe mici sau mari

Alte tipuri de drumuiri, în care se cuprind drumuiri cu punct nodal, fără vize de orientare, de precizie.

8.2. Drumuirea unghiulară tahimetrică încadrată. Cazul general

Cazul general al drumuirii îl constituie drumuirea tahimetrică încadrată între puncte ale rețelei de sprijin (figura 8.3).

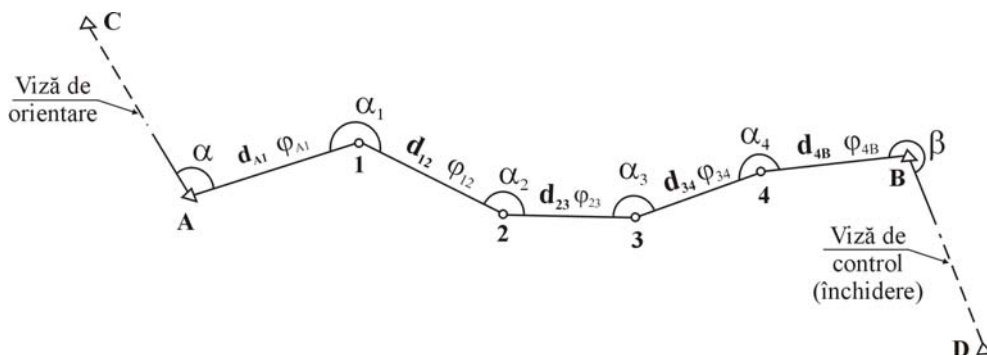


Figura 8.3. Drumuirea unghiulară tahimetrică încadrată (cazul general)

În principiu, poziția în plan și în înălțime a punctelor de drumuire 1, 2, ..., se poate determina dacă se măsoară:

- unghiurile orizontale α_i de pe partea stângă a drumuirii, în sensul de parcurs, unghiul α cu o direcție de referință, cunoscută și unghiul β cu o direcție de control, cunoscută,
- unghiurile verticale (zenitale sau de înclinare) pentru laturile drumuirii,
- distanțele între punctele consecutive de drumuire (sau numărul generator, după caz).

8.2.1. Proiectarea traseului. Alegerea punctelor de drumuire

Punctele de drumuire se aleg *direct pe teren*, după experiența operatorului și după ce în prealabil s-au identificat punctele rețelei de sprijin și s-au măsurat excentricitatea bornă – semnal și orientarea acesteia. Pentru alegerea poziției punctelor de drumuire trebuie respectate o serie de *principii*:

- drumuirile se desfășoară între două puncte de coordonate cunoscute (puncte de capăt),
- din punctele de capăt trebuie să existe minimum câte o viză spre un alt punct cunoscut,
- lungimea maximă a traseului să fie mai mică de 2 km, din considerente legate de propagarea erorilor,

- numărul de stații intermediare (puncte ale drumuirii) să fie mai mic de 25, maxim 30,
- între două stații succesive să existe vizibilitate reciprocă,
- lungimile laturilor drumuirii să fie mai mari de 30m (aparitia erorilor datorate centrării în stație poate depăși toleranțele) și mai mic de 120m (în cazul măsurării la stadie),
- unghiurile orizontale între stații să fie cât mai apropiate de 200 gon (drumuirea să fie cât mai „întinsă”),
- punctele de stație să asigure securitatea operatorului și a instrumentului,
- din punctele alese să fie posibilă vizarea spre cât mai multe puncte caracteristice ale detaliilor din jur,
- în ansamblul lor, punctele de stație să asigure ridicarea *tuturor detaliilor*.

Punctele astfel alese se marchează și se semnalizează corespunzător (capitolul 7.3). Se face observația că alegerea traseului este cea mai importantă parte a operațiunilor din teren și caracterizează operatorul din punct de vedere al cunoștințelor teoretice și practice. Dacă mai mulți operatori ar fi în situația de a executa o ridicare în plan asupra aceluiași teritoriu, este sigur că traseele de drumuire alese nu vor fi aceleași; rezultatul final, care este planul de situație, trebuie să fie însă identic.

8.2.2. Elemente măsurate în teren. Calculul coordonatelor punctelor drumuirii

Unghiurile orizontale se măsoară în ambele poziții ale lunetei, înapoi și înainte, prin metoda diferenței citirilor sau cu zero în coincidență. Vizarea spre înapoi sau înainte se face la stadie sau jalon (figura 7.5), cu firul reticular vertical. Se va acorda o mare atenție măsurării primelor unghiuri din drumuire.

Unghiurile verticale (zenitale sau de înclinare) se măsoară vizând pe stadie la o gradația egală cu înălțimea aparatului, folosind firul reticular orizontal, în ambele poziții ale lunetei.

Lungimile laturilor rezultă din citirea numărului generator în ambele poziții ale lunetei și cu ajutorul unghiurilor verticale.

Spre exemplu, din punctul 2 de stație se măsoară:

- spre punctul 1 (înapoi), în poziția I:
 - unghi vertical, z_{2-1} sau φ_{2-1}
 - număr generator, n_{2-1} ,
 - citire la limb, c_{2-1}
- spre punctul 3 (înainte), în poziția I:
 - unghi vertical, z_{2-3} sau φ_{2-3}

- număr generator, n_{2-3} ,
- citire la limb, c_{2-3}
- spre punctul 3 (înainte), în poziția II:
 - unghi vertical, z_{2-3} sau φ_{2-3}
 - număr generator, n_{2-3} ,
 - citire la limb, c_{2-3}
- spre punctul 1 (înapoi), în poziția II:
 - unghi vertical, z_{2-1} sau φ_{2-1}
 - număr generator, n_{2-1} ,
 - citire la limb, c_{2-1}

Calculul coordonatelor punctelor de drumuire cuprinde mai multe etape. Se pornește de la elementele cunoscute sau măsurate (figura 8.4a): coordonatele x , y , z pentru punctele A, B, C, și D, citirile la limb, la eclimetru și numărul generator, în poziția I și a II-a lunetei, înapoi și înainte.

a- calcule preliminare Întrucât asupra aceluiași mărime s-au executat mai multe măsurători, se face media lor (de exemplu pentru latura A-1):

- numărul generator mediu, ca medie a 4 valori individuale:

$$n_{A-1}^{med} = \frac{n_{A-1}^I + n_{A-1}^{II} + n_{1-A}^I + n_{1-A}^{II}}{4} \quad [8.1]$$

z^{med} : - unghiul mediu de înclinare, φ^{med} sau unghiul zenital mediu,

$$\varphi_{A-1}^{med} = \frac{\varphi_{A-1}^I + \varphi_{A-1}^{II} + \varphi_{1-A}^I + \varphi_{1-A}^{II}}{4} \quad [8.2a]$$

$$z_{A-1}^{med} = \frac{z_{A-1}^I + (400 - z_{A-1}^{II}) + (200 - z_{1-A}^I) - (z_{1-A}^{II} - 200)}{4} \quad [8.2b]$$

- unghiul orizontal mediu, de exemplu α^{med} :

$$\alpha_A^{med} = \frac{c_1^I + (c_1^{II} - 200)}{2} - \frac{c_c^I - (c_c^{II} - 200)}{2} \quad [8.3]$$

Se reduc distanțele la orizont. Pentru cazul măsurării cu tahimetre clasice, rezultă:

$$d_{i-j} = n_{i-j} \cos^2 \varphi_{i-j} = n_{i-j} \sin^2 z_{i-j} \quad [8.4]$$

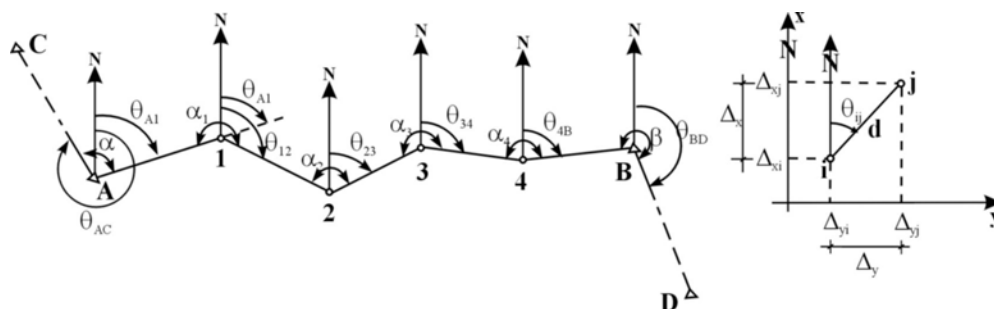


Figura 8.4. a- calculul și transmiterea orientărilor, b- coordonatele relative plane

b- calculul și transmiterea orientărilor Se face cu ajutorul vizei de orientare (dusă din A spre punctul vechi C), a unghiurilor medii orizontale și a vizei de închidere (control) spre punctul D. Se obține succesiv (figura 8.4a):

$$\begin{aligned}
 \theta_{AC} &= \text{determinată din coordonatele punctelor A și C} \\
 \theta_{A1} &= \theta_{AC} \pm 200 + \alpha \\
 \theta_{12} &= \theta_{A1} \pm 200 + \alpha_1 \\
 \theta_{23} &= \theta_{12} \pm 200 + \alpha_2 \\
 \theta_{34} &= \theta_{23} \pm 200 + \alpha_3 \\
 \theta_{4B} &= \theta_{34} \pm 200 + \alpha_4 \\
 \theta_{BD}^{\text{transmis}} &= \theta_{4B} \pm 200 + \beta
 \end{aligned}
 \tag{8.5}$$

Valoarea orientării θ_{BD} transmisă în drumuire se compară cu orientarea θ_{BD} calculată din coordonate, care este considerată ca valoare de referință, rezultând, conform definiției, eroarea pe orientări:

$$e_{\theta} = \theta_{BD}^{\text{transmis}} - \theta_{BD}^{\text{coordonate}}
 \tag{8.6}$$

Se compară eroarea cu toleranța, dată de relația:

$$T = \pm k m_0 \sqrt{n}
 \tag{8.7}$$

unde k este un coeficient care ține cont de importanța drumuirii (1 pentru drumuiri primare, mergând până la 2 sau 2,5 pentru drumuiri terțiare), m_0 este precizia instrumentului de măsură (de regulă $\pm 1^c = 0,01\text{gon}$), iar n este numărul de laturi din drumuire.

Dacă eroarea este mai mică decât toleranța, atunci se poate trece la compensare. Se introduce *corecția*, egală și de semn contrar cu eroarea:

$$c_{\theta} = - e_{\theta}
 \tag{8.8}$$

Valoarea corecției se împarte în mod egal fiecărei laturi (rezultând corecția *unitară*) și se aplică progresiv, înmulțind-o cu numărul de ordine al punctului din drumuire:

$$c_u = \frac{c_\theta}{n} \quad [8.9]$$

$$c_1 = 1 \times \frac{c_\theta}{n}, c_2 = 2 \times \frac{c_\theta}{n}, \dots, c_i = i \times \frac{c_\theta}{n}, \dots, c_n = n \times \frac{c_\theta}{n} \quad [8.10]$$

Dacă, de exemplu, $e_\theta = 75^{\text{cc}}$, rezultă $c_\theta = -75^{\text{cc}}$, corecția unitară este $-75^{\text{cc}}/5\text{laturi} = -15^{\text{cc}}$ și corecțiile unitare au valoarea: $c_1 = -15^{\text{cc}}$, $c_2 = -30^{\text{cc}}$, $c_3 = -45^{\text{cc}}$, $c_4 = -60^{\text{cc}}$, $c_5 = -75^{\text{cc}}$, dacă considerăm cazul simplificat din figura 8.4a.

Se determină orientările compensate; ca verificare, orientarea transmisă din punctul B trebuie să fie aceeași cu orientarea calculată din coordonate:

$$\theta_{A-1}^c = \theta_{A-1} + c_1, \theta_{1-2}^c = \theta_{1-2} + c_2, \theta_{2-3}^c = \theta_{2-3} + c_3, \theta_{3-4}^c = \theta_{3-4} + c_4, \theta_{4-B}^c = \theta_{4-B} + c_\theta, \quad [8.11]$$

$$\theta_{BD}^{\text{transmis}} = \theta_{B4}^c + \beta = \theta_{BD}^{\text{coordonate}} \quad [8.12]$$

c1- calculul și compensarea coordonatelor relative plane are rolul de a compensa erorile care provin din măsurarea laturilor drumuirii. Coordonatele relative ale unei lungimi în plan orizontal d_{ij} (figura 8.4b) reprezintă proiecția lungimii pe axele de coordonate plane:

$$\Delta x_{ij} = d_{ij} \cos\theta_{ij}^c, \quad \Delta y_{ij} = d_{ij} \sin\theta_{ij}^c \quad [8.13]$$

Pentru proiecțiile pe axa x rezultă:

$$\Delta x_{A-1} = d_{A-1} \cos\theta_{A-1}^c; \quad \Delta x_{1-2} = d_{1-2} \cos\theta_{1-2}^c; \quad (\dots); \quad \Delta x_{4-B} = d_{4-B} \cos\theta_{4-B}^c$$

În mod similar se scriu relativele laturilor pe axa y. Erorile comise la măsurarea distanțelor se proiectează de asemenea pe axe, rezultând e_x și e_y . Conform definiției erorii, se poate scrie pentru cazul de față;

$$e_x = \Sigma \Delta x_{i-j} - (x_B - x_A) \quad [8.14a]$$

$$e_y = \Sigma \Delta y_{i-j} - (y_B - y_A) \quad [8.14b]$$

Cele două componente ale erorii dau prin compunere, conform regulilor stabilite, eroarea în plan orizontal:

$$e_t = \pm \sqrt{e_x^2 + e_y^2} \quad [8.15]$$

Toleranța cu care trebuie comparată mărimea erorii totale este, pentru cazul măsurării optice a distanțelor:

$$T = \pm (0,0007D + 0,045\sqrt{D}) \quad [8.16]$$

Dacă eroarea este mai mică decât toleranța, se trece la calculul corecției și a corecției unitare. Aceasta are semnificația de corecție pe unitate de lungime de traseu (pe 1m). Pentru axa x se poate scrie:

$$c_x = - e_x \quad [8.17a]$$

$$c_u^x = \frac{c_x}{D} = \frac{c_x}{\sum d_{ij}} \quad [8.17b]$$

Corecția se acordă pe fiecare latură proporțional cu lungimea ei, întrucât se consideră că la creșterea distanței erorile comise la citirea numărului generator cresc de asemenea:

$$c_{xi,j} = c_u^x d_{ij},$$

$$c_{A1}^x = c_u^x d_{A1}$$

$$c_{12}^x = c_u^x d_{12}$$

$$\dots \dots \dots \quad [8.18]$$

$$c_{4B}^x = c_u^x d_{4B}$$

$$\text{Verificare: } \sum c_{ij}^x = c_x$$

Se trece la calculul coordonatelor relative compensate:

$$\begin{aligned}
 \Delta x_{ij}^c &= \Delta x_{ij} + c_{ij}^x \\
 \Delta x_{A1}^c &= \Delta x_{A1} + c_{A1}^x \\
 \Delta x_{12}^c &= \Delta x_{12} + c_{12}^x \\
 &\dots \dots \dots \\
 \Delta x_{4B}^c &= \Delta x_{4B} + c_{4B}^x \\
 \text{Verificare: } \sum \Delta x_{ij}^c &= x_B - x_A
 \end{aligned}
 \tag{8.19}$$

Relații similare sunt și pentru axa y.

c2- calculul coordonatelor absolute plane (x, y). Acestea se deduc prin cumul, atât pe axa x cât și pentru y, pornind de la coordonatele punctului cunoscut A și cu relativele plane compensate. De exemplu, pentru axa x, rezultă:

$$\begin{aligned}
 x_A &= \text{cunoscut (dat)}, \\
 x_1 &= x_A + \Delta x_{A1}^c \\
 x_2 &= x_1 + \Delta x_{12}^c \\
 x_3 &= x_2 + \Delta x_{23}^c \\
 x_4 &= x_3 + \Delta x_{34}^c \\
 x_B^{\text{transmis}} &= x_4 + \Delta x_{4B}^c = x_B, \text{ dat}
 \end{aligned}
 \tag{8.20}$$

Pentru axa y se procedează similar.

c3- calculul și compensarea cotelor relative. Cotele relative (diferențele de nivel) se determină prin nivelment trigonometric la distanțe mici (capitolul 3.5.1., relația [3.25] și figura 3.22). Relația generală de calcul se aplică pentru fiecare latură a drumuirii:

$$\begin{aligned}
 \Delta z_{A1} &= d_{A1} \operatorname{tg} \varphi_{A1} = \frac{d_{A1}}{\operatorname{tg} z_{A1}} \\
 \Delta z_{12} &= d_{12} \operatorname{tg} \varphi_{12} = \frac{d_{12}}{\operatorname{tg} z_{12}} \\
 \Delta z_{23} &= d_{231} \operatorname{tg} \varphi_{23} = \frac{d_{23}}{\operatorname{tg} z_{23}} \\
 \Delta z_{34} &= d_{34} \operatorname{tg} \varphi_{34} = \frac{d_{34}}{\operatorname{tg} z_{34}} \\
 \Delta z_{4B} &= d_{4B} \operatorname{tg} \varphi_{4B} = \frac{d_{4B}}{\operatorname{tg} z_{4B}}
 \end{aligned}
 \tag{8.21}$$

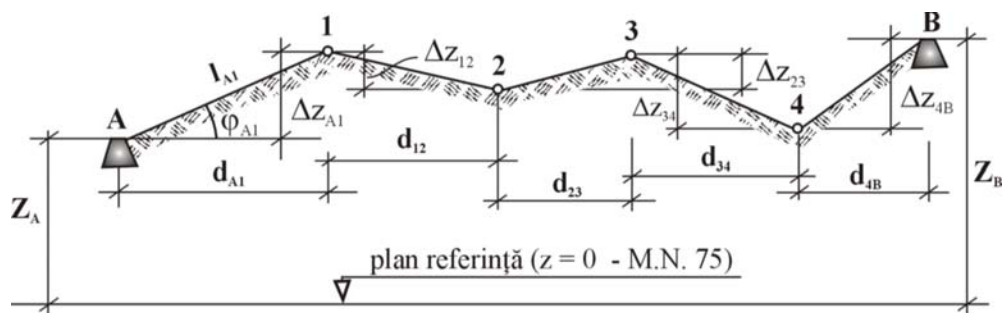


Figura 8.5. Calculul diferențelor de nivel

Dacă se consideră profilul drumuirii (în plan vertical), pe acesta se pot evidenția, în sensul de parcurs, diferențe de nivel pozitive sau negative după cum unghiul de înclinare este pozitiv sau negativ (figura 8.5). Eroarea comisă la determinarea diferențelor de nivel pentru întreg traseul, e_z , este, conform definiției:

$$e_z = \sum \Delta z_{ij} - (z_B - z_A) \quad [8.22]$$

Toleranța pentru acest caz este dată de relația:

$$T = \pm k \sqrt{D, [km]}, \quad k = 0.15 - 0.25 \text{ m} \quad [8.23]$$

Dacă eroarea este mai mică decât toleranța, se determină corecția și apoi corecția unitară, cu aceeași semnificație ca și în cazul coordonatelor plane:

$$c_z = -e_z \quad [8.24a]$$

$$c_{uz} = \frac{c_z}{D} = \frac{c_z}{\sum d_{ij}} \quad [8.24b]$$

Corecțiile care se atribuie fiecărei laturi, c_{zij} , sunt proporționale cu lungimea laturii:

$$c_{zij} = c_{uz} d_{ij} \quad [8.25a]$$

$$\begin{aligned} c_{zA1} &= c_{uz} d_{A1} \\ c_{z12} &= c_{uz} d_{12} \\ c_{z23} &= c_{uz} d_{23} \\ c_{z34} &= c_{uz} d_{34} \\ c_{z4B} &= c_{uz} d_{4B} \end{aligned} \quad [8.25b]$$

Verificare: $\Sigma_{ij} = c_z$

Cu ajutorul corecțiilor se determină cotele relative compensate:

$$\Delta z_{ij}^c = \Delta z_{ij} + c_{z_{ij}} \quad [8.26a]$$

$$\begin{aligned} \Delta z_{A1}^c &= \Delta z_{A1} + c_{z_{A1}} \\ \Delta z_{12}^c &= \Delta z_{12} + c_{z_{12}} \\ \Delta z_{23}^c &= \Delta z_{23} + c_{z_{23}} \end{aligned} \quad [8.26b]$$

$$\Delta z_{34}^c = \Delta z_{34} + c_{z_{34}}$$

$$\Delta z_{4B}^c = \Delta z_{4B} + c_{z_{4B}}$$

Verificare: $\Sigma \Delta z_{ij}^c = z_B - z_A$

c4- calculul și verificarea cotelor absolute se realizează cu diferențele de nivel compensate, pornind de la cota cunoscută a punctului A:

$$\begin{aligned} z_A &= \text{cunoscut (dat)} \\ z_1 &= z_A + \Delta z_{A1}^c \\ z_2 &= z_1 + \Delta z_{12}^c \\ z_3 &= z_2 + \Delta z_{23}^c \\ z_4 &= z_3 + \Delta z_{34}^c \end{aligned} \quad [8.27]$$

Verificare: $z_B^{\text{transmis}} = z_4 + \Delta z_{4B}^c = z_B$, dat

8.3. Drumuirea orientată direct în teren (cu orientări directe)

Acest caz este o variantă a cazului general, care este agreată de operatori pentru că oferă deja în teren un control, iar transmiterea orientărilor se face direct în teren.

Având coordonatele punctelor de capăt (A, B, C și D), se determină din coordonate orientarea direcției AC (θ_{AC}) și BD (θ_{BD}). Din figura 8.4a se observă că dacă în punctul de stație A se introduce la limb spre C nu zero, ci orientarea θ_{AC} calculată din coordonate, atunci gradația zero a limbului este pe direcția nord. În aceste condiții, citirea la limb spre punctul 1 este de fapt orientarea θ_{A1} . Când se măsoară din A spre 1 și în poziția a doua (citirile diferă cu 200 gon), se obține de fapt orientarea inversă θ_{1A} ($\theta_{1A} = \theta_{A1} \pm 200$ gon), care se introduce la limb în stația 1, când se vizează înapoi spre A. Înseamnă că, și în acest caz, gradația zero a limbului în punctul de stație 1 este pe direcția nord și atunci când se vizează spre punctul 2 (înainte) se citește direct orientarea θ_{12} și operațiile se repetă în fiecare stație, până când se ajunge în punctul B, când se citește spre D orientarea transmisă θ_{BD} , care se compară cu aceea calculată din coordonate.

Observații: Este de preferat ca staționarea în punctele vechi să se facă sub semnal și să se vizeze spre semnalul punctului cunoscut, în cazul în care borna și proiecția semnalului sunt excentrice.

Un alt caz de drumuire îl constituie și acela când drumuirea este închisă pe punctul de plecare. Acest caz va fi studiat însă ulterior, în contextul rețelelor independente.

8.4. Drumuiri cu punct nodal

În cazul în care punctele geodezice sunt prea rare și îndesirea lor ar fi dificilă, drumuirile ar fi prea lungi față de recomandările făcute la alegerea traseului și erorile s-ar putea transmite cu valori care să depășească toleranțele. În acest caz, drumuirile s-ar putea intersecta într-un punct N, denumit punct nodal (figura 8.6).

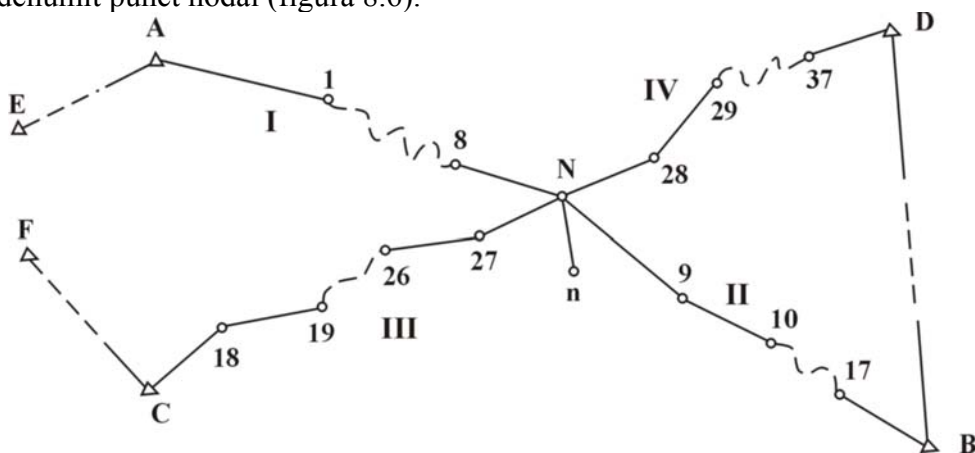


Figura 8.6. Drumuire cu punct nodal

Traseele se parcurg normal, după regulile enunțate la cazul general, dar în plus, din N se vizează către cuiul unui țaruș „n” bine vizibil, situat la 60 – 80m distanță de N. Dacă se parcurge traseul AB, din N se vizează „n”, măsurând unghiul orizontal. Pe traseul CD, din N se vizează „n”, măsurând unghiul orizontal. În acest mod, punctul N poate fi considerat că divide cele două drumuiri (A-B și C-D) în 4 trasee (I, II, III, IV); de pe fiecare traseu rezultă orientarea, θ_{Nn}^{II} , θ_{Nn}^{III} , θ_{Nn}^{IV} . Pentru controlul unghiurilor orizontale se calculează orientarea medie a valorilor θ_{Nn}^{mediu} , fie ca medie aritmetică simplă, fie ca medie ponderată, dacă numărul laturilor de pe fiecare traseu diferă cu mult. Pe această valoare se compensează orientările de pe fiecare tronson. Cu aceste orientări se calculează coordonatele Δx , Δy și Δz și coordonatele absolute x , y și z . Dacă punctul N are coordonate

apropiate pe cele 4 trasee, se determină media lor, servind în continuare la compensare, ca și punctele cunoscute din rețeaua de sprijin.

8.5. Drumuiri fără vize de capăt

Deși în cazul general se cere să existe vize de orientare și de control la începutul respectiv la capătul drumuirii, deseori terenul nu mai oferă aceste vize, mai ales din cauza distrugerii punctelor vechi (semnale, borne), sau a unor construcții apărute. În acest context, drumuirile pot să nu aibă o viză sau chiar ambele vize de capăt.

a- Drumuiri fără o viză de capăt

În figura 8.7. se prezintă schematic cazul unei drumuiri sprijinite, care nu are decât viza de orientare de la A la C.

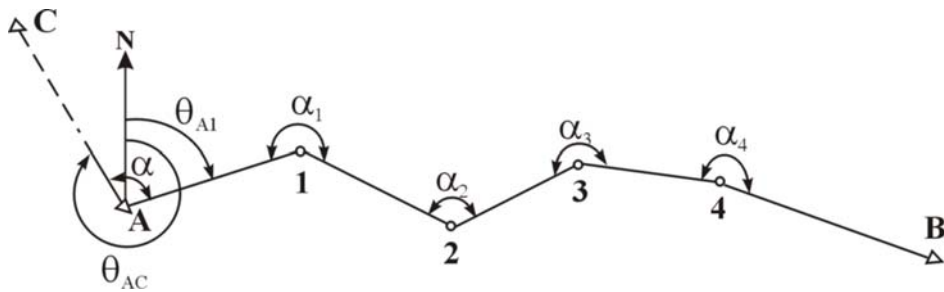


Figura 8.7. Drumuire fără o viză de capăt

Cunoscând coordonatele punctelor A și C se calculează orientarea θ_{AC} și cu unghiurile orizontale medii măsurate se transmit orientările:

$$\begin{aligned}
 \theta_{A1} &= \theta_{AC} + \alpha \\
 \theta_{12} &= \theta_{A1} + \alpha_1 \pm 200 \\
 &\dots \dots \dots \\
 \theta_{4B} &= \theta_{34} + \alpha_4 \pm 200
 \end{aligned}
 \tag{8.28}$$

Nu putem verifica și compensa orientările, întrucât în B lipsește viza de închidere. De aceea, cu orientările transmise și necompensate, se calculează coordonatele relative. Se calculează eroarea (neînchiderea) pe axa x și y și apoi eroarea totală în plan orizontal cu relațiile [8.13] și [8.14]. Dacă eroarea totală este mai mică decât toleranța admisă, dată de relația [8.15], se trece *direct la compensarea coordonatelor relative* Δx și Δy și apoi, cu ajutorul lor se determină și se verifică coordonatele absolute. Pentru calculul

și compensarea diferențelor de nivel și a cotelor absolute, se urmărește întocmai cazul general al drumuirii.

b- Drumuiri fără ambele vize de capăt

Este posibil, deși soluția nu este agreată din punct de vedere practic, ca din capetele unei drumuiri sprijinite pe punctele cunoscute A și B să nu se poată duce nici o viză spre alt punct cunoscut (figura 8.8).

În acest caz, când se staționează în punctul A, se ia ca referință direcția nordului magnetic cu ajutorul unui declinator sau chiar a unei busole de buzunar. Se măsoară spre direcția 1 orientarea magnetică $\theta_{A1}^{\text{magn}}$ și apoi unghiurile horizontale $\alpha_1, \alpha_2, \dots$ și celelalte elemente, ca în cazul general, mai puțin unghiul cu o direcție cunoscută din B.

Orientările se calculează și se transmit folosind orientarea $\theta_{A1}^{\text{magn}}$ și unghiurile medii măsurate α_i , fără a le controla și a le compensa. Cu orientările necompensate se calculează coordonatele relative plane Δx și Δy și cu acestea necompensate se calculează coordonatele absolute. În final, se ajunge la punctul B', de coordonate diferite față de cele ale punctului B, cunoscut.

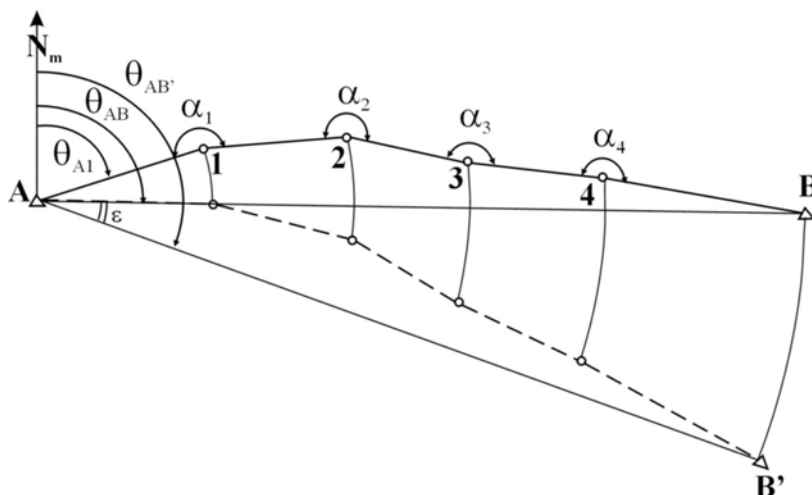


Figura 8.8. Drumuire fără ambele vize de capăt

Se calculează din coordonatele punctelor A, B și B' distanțele d_{AB} și $d_{AB'}$:

$$d_{AB} = \sqrt{(x_A - x_B)^2 + (y_A - y_B)^2} \quad [8.29]$$

$$d_{AB'} = \sqrt{(x_A - x_{B'})^2 + (y_A - y_{B'})^2}$$

Dacă:

- 1) - distanța AB diferă cu puțin de distanța AB' (în limitele toleranței), rezultă că drumuirea a fost bine măsurată, dar nu și corect orientată în teren (este de fapt rotită cu valoarea ε), ceea ce era de așteptat. În acest caz, orientarea $\theta_{A1}^{\text{magn}}$ se va modifica cu valoarea ε :

$$\varepsilon = \theta_{AB'} - \theta_{AB} \quad [8.30]$$

$$\theta_{A1} = \theta_{A1}^{\text{magn}} + \varepsilon \quad [8.31]$$

Calcululele se conduc în continuare ca în cazul drumuirii cu o viză de capăt.

- 2) – distanța AB este diferită cu mult de AB', atunci drumuirea este rău măsurată, adică greșeala provine nu din lipsa unei corecte orientări, ci din alte elemente.

8.6. Drumuirii planimetrice și drumuirii nivelitice

De cele mai multe ori ridicările topografice, din care rezultă în general planuri de situație cu curbe de nivel, au la bază drumuirii combinate, în urma cărora se determină coordonatele x , y și z ale punctelor. Există situații în care se cere doar poziția în plan, prin coordonate x , y pentru punctele determinate (de exemplu în lucrările de cadastru); în acest caz, drumuirile se numesc *planimetrice*. Dacă se măsoară cu tahimetre clasice, în teren se determină aceleași elemente ca și în cazul general al drumuirii combinate, dar calculele se opresc numai la aspectul plan al drumuirii.

În cazul *drumuirilor nivelitice* se determină *numai* cotele punctelor. Astfel de drumuirii sunt folosite pentru determinarea cotelor punctelor rețelelor de nivelment, prin nivelment geometric sau chiar trigonometric la distanțe mici și mari.

8.7. Precizia drumuirilor unghiulare

La măsurarea elementelor drumuirii pot să apară erori și greșeli. Erorile sunt provocate de imperfecțiuni ale instrumentelor, de imperfecțiunea simțurilor operatorului, de mediu. La drumuirea încadrată mai intervine și eroarea de poziție a punctelor de sprijin; aceasta este însă mică și oricum, asupra ei nu se poate acționa.

În legătură cu precizia drumuirii unghiulare combinate sprijinite (cazul general) există două aspecte distincte: cel planimetric, care se referă la poziția în plan a punctelor și cel nivelitic, privitor la cotele punctelor.

Aspectul planimetric se studiază pe o drumuire ideală, desfășurată de-a lungul unui traseu rectiliniu, cu puncte echidistante (figura 8.9a).

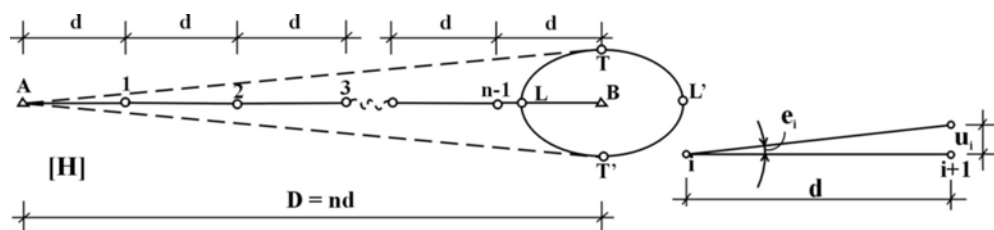


Figura 8.9. Precizia drumuirilor: aspectul planimetric

Erorile de măsurare a distanțelor conduc la deplasarea pe direcție longitudinală a punctului B, transportând punctul în intervalul L-L'. Efectul erorilor de măsurare a unghiurilor horizontale transportă punctul B transversal pe direcția drumuirii, în intervalul T-T'. Dacă segmentele T-T' și L-L' iau valorile maxime admise, atunci aceste segmente sunt axele unei elipse, denumită *elipsă de toleranță*. Rezultă că drumuirea este corect măsurată (erorile sunt tolerabile), dacă punctul B aparține interiorului elipsei.

Efectul erorilor unghiulare comise la măsurarea unghiurilor horizontale se poate cuantifica prin mărimea abaterii transversale produse. Dacă în stația „i” se comite eroarea unghiulară e_i , efectul linear transversal al acesteia ($\pm u_i$) la distanța „d” egală cu latura drumuirii are expresia (figura 8.9.b):

$$u_i = \pm \frac{e_i^{(cc)}}{\rho^{(cc)}} d \quad [8.32]$$

Se observă că efectul erorii $\pm e_i$ în punctul final al drumuirii este diferit în funcție de distanța între punctul i și B. Dacă se ține cont că unghiurile horizontale s-au măsurat cu același instrument și în aceleași condiții, atunci putem înlocui eroarea produsă în fiecare stație cu o eroare medie, $\pm m_\alpha$. Ținând cont de aceasta, abaterile transversale provocate în punctul final (B) de erorile unghiulare comise în fiecare punct din drumuire (1, 2, ..., n-1) sunt:

$$\begin{aligned}
 u_A &= \pm \frac{m_\alpha^{(cc)}}{\rho^{(cc)}} \cdot n \cdot d \\
 u_1 &= \pm \frac{m_\alpha^{(cc)}}{\rho^{(cc)}} \cdot (n-1) \cdot d \\
 &\dots \dots \dots \\
 u_{n-1} &= \pm \frac{m_\alpha^{(cc)}}{\rho^{(cc)}} \cdot (n-n+1) \cdot d = u_A = \pm \frac{m_\alpha^{(cc)}}{\rho^{(cc)}} \cdot d
 \end{aligned}
 \tag{8.33}$$

Abaterea medie transversală totală se obține conform legii de compunere a erorilor accidentale. Pentru a scăpa de semnele \pm se ridică la pătrat și se neglijează dubbele produse care, pentru un număr mare de laturi, au șansa să se reducă, având semne alternante. Se ține apoi cont de expresia sumei pătratelor primelor „n” numere naturale consecutive:

$$\begin{aligned}
 a_t^2 &= \frac{m_\alpha^2}{\rho^2} d^2 [n^2 + (n-1)^2 + (n-2)^2 + \dots + 3^2 + 2^2 + 1^2] = \\
 &= \frac{m_\alpha^2}{\rho^2} d^2 \frac{n(n+1)(2n+1)}{1 \times 2 \times 3}
 \end{aligned}
 \tag{8.34}$$

Dacă se extrage radicalul se obține abaterea totală $\pm a_t$; dacă se ține cont că lungimea unei laturi a drumuirii $d = D/n$ și că, pentru un număr n mare de laturi $n+1 \approx n$ și $2n+1 \approx 2n$, rezultă:

$$a_t = \pm D \frac{m_\alpha^{(cc)}}{\rho^{(cc)}} \sqrt{\frac{(n+1)(2n+1)}{6n}} \cong \pm D \frac{m_\alpha^{(cc)}}{\rho^{(cc)}} \sqrt{\frac{n \cdot 2n}{6n}} = \pm \frac{m_\alpha^{(cc)}}{\rho^{(cc)}} D \sqrt{\frac{n}{3}}
 \tag{8.35}$$

Relația [8.35] reprezintă legea de propagare a erorilor unghiulare într-o drumuire. Din analiza relației rezultă că ea este total nefavorabilă, întrucât abaterea transversală crește atât cu D , care reprezintă lungimea traseului drumuirii, cu numărul de stații (de laturi) din drumuire, „n” și cu eroarea m_α comisă la măsurarea unghiurilor orizontale. Așa se explică restricțiile impuse la alegerea traseului drumuirii (cap. 8.2.1) privitoare la lungimea maximă a traseului și la numărul de stații. Întrucât efectul erorilor unghiulare asupra poziției punctului B este cu atât mai mare cu cât unghiul este mai la începutul drumuirii, se va acorda practic mai mare atenție la măsurarea primelor unghiuri din drumuire.

Efectul erorilor de măsurare a distanțelor La măsurarea distanțelor se comit erori întâmplătoare și sistematice. În ce privește erorile întâmplătoare, dacă la măsurarea unei laturi „d” se comite o eroare $\pm e$, atunci pentru întreaga drumuire (de lungime $D = nd$) se produce eroarea totală:

$$e_t = \pm e\sqrt{n} = \pm e\sqrt{\frac{D}{d}} = \pm \frac{e}{\sqrt{d}}\sqrt{D} = \pm e'\sqrt{D} \quad [8.36]$$

Ultima parte a egalității de mai sus s-a putut scrie astfel întrucât distanța „d” poate fi considerată constantă, dată de posibilitățile aparatului de măsură.

Eroarea sistematică totală poate fi scrisă:

$$e_{st} = \pm e_{su} \cdot n = \pm e_{su} \cdot \frac{D}{d} = \pm \frac{e_{su}}{d} D = \pm e' \cdot D, \quad [8.37]$$

unde e_{st} reprezintă eroarea sistematică totală, iar e_{su} – eroarea sistematică unitară.

Efectul cumulat al erorilor întâmplătoare și sistematice se poate scrie, conform legii de compunere a erorilor:

$$a_t = \pm \sqrt{e_{st}^2 + e_t^2} \quad [8.38]$$

Cum în ambele cazuri erorile depind de lungimea D a drumuirii, rezultă că și legea de propagare a erorilor comise la măsurarea distanțelor este nefavorabilă, abaterea longitudinală totală, a_t fiind funcție de D .

Aspectul nivelitic al preciziei este dat de propagarea erorilor într-o drumuire de nivelment trigonometric la distanțe mici, acesta fiind modul de determinare al diferențelor de nivel și, în final, al cotelor. Se consideră aceeași drumuire teoretică (ideală), pentru care se face secțiunea verticală din figura 8.10. Profilul arată o pantă lină și continuă, rezultând diferențe de nivel Δz_{ij} egale. Dacă se consideră că $e_1, e_2, e_3, \dots, e_n$, sunt erorile individuale de determinare a diferențelor de nivel pe fiecare tronson și e_t eroarea totală, se poate scrie:

$$e_t = \pm e_1 \pm e_2 \pm e_3 \pm \dots \pm e_n \quad [8.39]$$

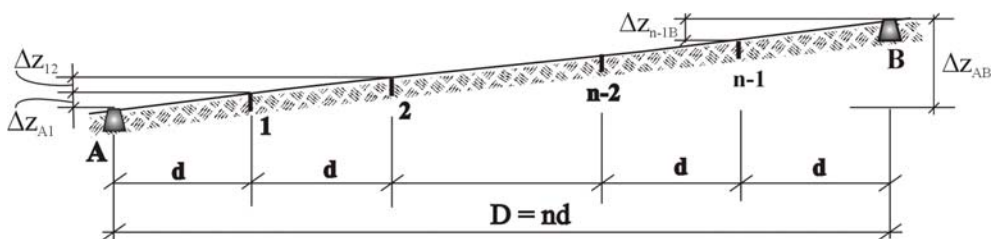


Figura 8.10. Precizia drumuirilor: aspectul nivelitic

Cum pe fiecare tronson există șansa de a se produce o aceeași eroare medie $\pm e$, atunci abaterea medie totală pe verticală, a_z , se poate scrie :

$$a_z = \pm \sqrt{e^2 + e^2 + e^2 \dots + e^2} = \pm e\sqrt{n} \quad [8.40]$$

Cum eroarea „ e ” depinde și de distanța d , ea se poate scrie $e = kd$. Dacă se exprimă și numărul de laturi n ca raport între D și d , rezultă:

$$a_z = \pm e\sqrt{\frac{D}{d}} = \pm \frac{e}{\sqrt{d}}\sqrt{D} = \pm \frac{kd}{\sqrt{d}}\sqrt{D} = \pm k\sqrt{dD} \quad [8.41]$$

Se observă că și în acest caz, legea de propagare a erorilor este defavorabilă, acestea depinzând direct și de lungimea totală a drumuirii, D , și de lungimea laturii, d .

Recapitulând, putem trage unele concluzii de ordin practic:

- legile de propagare sunt total nefavorabile, erorile fiind direct proporționale cu D , n , m_α .
- drumuirile trebuie să fie scurte, lungimea lor nu poate depăși 2 – 2,5 km, întrucât există șansa depășirii toleranțelor,
- aparatura influențează prin precizia de măsurare a unghiurilor și distanțelor precizia pe ansamblu; se impune de aceea alegerea unor instrumente cu precizie bună de măsurare a unghiurilor și cu o putere mare de mărire a lunetei,
- măsurătorile trebuie făcute cu luneta în ambele poziții
- unghiurile orizontale de la începutul drumuirii trebuie măsurate cu maximă precizie (trebuie să se asigure a bună vizare reciprocă între punctele de stație), întrucât erorile comise la măsurarea lor pot provoca cele mai mari abateri transversale.

8.8 Drumuri busolare

Drumurile busolare sunt folosite cu precădere în sectorul forestier. Instrumentele, de obicei tahimetre – busolă de tip Wild T0, sunt ușoare, rezistente și simple. Drumurile busolare, atât sprijinite cât și închise pe

punctul de plecare, sunt folosite mai ales în lucrările de amenajament pentru separarea de arborete în conformitate cu criteriile specifice.

Proiectarea lucrărilor. Elemente măsurate Drumuirile busolare sunt trasee pe care laturile se înlănțuie măsurând distanțe, unghiuri verticale și orientări. Traseul drumuirii și punctele de stație se aleg în mare în aceleași condiții arătate în cazul general. Din punctele de capăt A și B nu mai este însă nevoie de vize speciale de orientare sau de control spre puncte cunoscute din rețeaua de sprijin. În plus, se vor evita zonele în care câmpul magnetic propriu al Pământului este afectat local de diverse cauze. Acest lucru se verifică prin operațiuni specifice (cap. 1.5.4). Există o serie de *condiții specifice* folosirii busolei:

- lungimea laturilor drumuirii trebuie să fie în intervalul 30 – 150m,
- la stațiile cu vize mai scurte se vor lua măsuri speciale pentru determinarea orientării (se va viza direcția pe fișe metalice sau chiar pe creionul așezat pe punctul de stație, iar instrumentul se va centra în stație cu cea mai mare atenție),
- diferențele între două citiri ale aceluiași număr generator pe stadiu trebuie să se încadreze într-o toleranță care depinde de panta terenului. Spre exemplu, pentru 50m, toleranța este de $\pm 0,19\text{m}$ pentru panta mai mică de 10 gon, $\pm 0,32\text{m}$ pentru pante de 10 – 30gon și 0,46m pentru pante de peste 30 gon. La 100m toleranțele sunt respectiv de: $\pm 0,27\text{m}$, $\pm 0,43\text{m}$ și 0,56m, iar pentru 150m acestea devin respectiv: $\pm 0,32\text{m}$, $\pm 0,48\text{m}$, $\pm 0,62\text{m}$,
- traseul desfășurat al drumuirii să nu depășească 4 km, din motive de propagare a erorilor și datorită convergenței meridianelor magnetice spre polul nord.

În cadrul drumuirilor busolare sprijinite pe puncte ale rețelei de sprijin există două variante din punct de vedere al elementelor măsurate și al modului de staționare.

Drumuirea cu stații curente (figura 8.11a) este cazul în care se staționează cu busola în fiecare punct (A, 1, 2, . . . , B), iar elementele referitoare la drumuire se măsoară cu luneta în poziția I. Spre exemplu, dacă se staționează în punctul 1, se măsoară următoarele elemente cu luneta în poziția I:

- spre A (înapoi) θ_{1A} - orientarea spre stația A (cap. 1.5.5)
 φ_{1A} - unghiul de înclinare spre A
 n_{1A} - numărul generator spre A

- θ_{12} - orientarea spre stația 2
- spre 2 (înainte) φ_{12} - unghiul de înclinare spre 2
- n_{12} - numărul generator spre 2

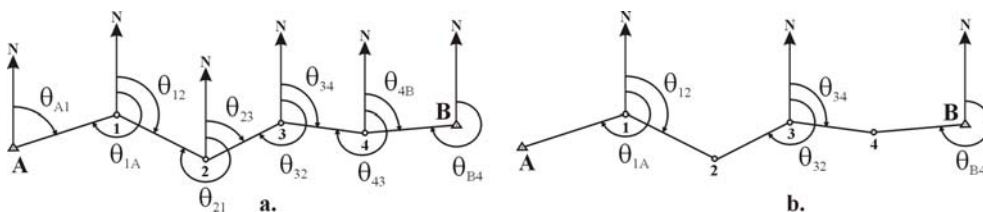


Figura 8.11. Drumuirea busolară încadrată a- cu stații curente, b- cu stații sărite

În acest fel în teren există control, întrucât pentru fiecare latură se măsoară aceleași elemente și spre înainte și spre înapoi. Cunoscând orientarea directă și inversă, se poate evidenția dacă în zonă există sau nu influențe magnetice care să perturbe câmpul magnetic terestru. Orientarea directă și inversă nu trebuie, conform normativelor, să difere cu mai mult de 0,25 gon (25°); diferențele mai mari indică influențe magnetice locale. Dezavantajul acestui procedeu este că staționarea în fiecare punct scade randamentul în teren, iar avantajul constă în depistarea influențelor magnetice.

Drumuirea busolară cu stații sărite (figura 8.11b) este procedeul în care se staționează din două în două stații (fie în cele cu număr par, fie impar). Elementele măsurate sunt aceleași ca și în cazul cu stații curente, dar ele se măsoară cu luneta în ambele poziții. De exemplu, dacă se staționează cu busola în punctele fără soț, din punctul de stație 1 se măsoară următoarele elemente cu luneta în ambele poziții:

- θ_{1A} - orientarea spre stația A
- spre A (înapoi) φ_{1A} - unghiul de înclinare spre A
- n_{1A} - numărul generator spre A

- θ_{12} - orientarea spre stația 2
- spre 2 (înainte) φ_{12} - unghiul de înclinare spre 2
- n_{12} - numărul generator spre 2

În acest fel, asupra fiecărui element al unei laturi (orientare, număr generator, înclinare) există controlul prin poziția a II- a a lunetei, așa că, din punctul de vedere al preciziei, cele două procedee sunt echivalente. Avantajul față de celălalt procedeu este că, staționând în jumătate din punctele de stație se câștigă timpul cu instalarea în stație, crescând randamentul lucrării în teren, lucru care este foarte important. Aceasta face

ca practicienii să agreeze mai ales acest procedeu. Dezavantajul constă în aceea că nu se pot depista eventualele influențe magnetice și lua măsurile de prevedere necesare.

Practic, operatorii topografii trebuie să îndeplinească în mod convenabil dezavantajul și avantajul fiecărui procedeu, așa încât în teren să lucreze cu un procedeu „mixt”. Se începe parcurgerea drumuirii prin procedeu cu stații sărite pentru a identifica dacă există influențe magnetice asupra câmpului terestru. Dacă există, se trece instrumentul să lucreze ca tahimetru. Dacă nu, se poate continua cu procedeu stațiilor sărite. Dacă traseul este lung, se poate reveni și pe parcurs cu câteva stații curente, pentru a verifica dacă și în alte zone se mențin condiții bune de folosire a busolei.

Instrumentele folosite sunt busolele topografice propriu – zise, iar din acestea cea mai răspândită și mai agreată este busola Wild T0. Discul busolei trebuie blocat la părăsirea stației pentru a păstra în bune condiții suspensia lui pe acul cu vârful de diamant.

Calculul și raportarea drumuirii busolare se face deosebit de cazul general, în sensul că, propriu – zis drumuirile busolare nu se calculează. Singurele calcule care se fac sunt cele preliminare. Acestea conțin:

- media elementelor măsurate în teren: orientările se determină făcând media orientării directe și inverse, făcând abstracție de 200 gon (cap .1.1 și relația 1.1), unghiurile de înclinare se determină de asemenea ca medie aritmetică, dând semnul înclinării laturii în sensul de parcurgere a drumuirii, iar numărul generator se determină ca medie a citirilor la stadie făcute înapoi și înainte;
- reducerea la orizont a distanțelor, pornind de la numărul generator mediu și unghiul de înclinare (cap 2.2.2, relațiile 2.17).

Diferențele de nivel se determină după relațiile generale cunoscute. Pentru acest caz, calculele și compensarea se face întocmai după modelul arătat la drumuirea unghiulară – cazul general. Toleranța pentru diferențele de nivel este dată de relația:

$$T = \pm 0,4 \cdot \sqrt{n-1}, \quad [8.42]$$

unde toleranța se exprimă în metri, iar n reprezintă numărul laturilor drumuirii.

După calculele preliminare, raportarea se face pe hârtie milimetrică. Pe aceasta se raportează la scara dorită punctele de capăt A și B prin coordonatele lor x și y , cunoscute. După raportarea lor urmează raportarea punctelor de drumuire, care se face cu ajutorul unui raportor gradat centezimal și a unei rigle gradate. Raportorul trebuie să aibă un diametru cel puțin la fel de mare ca al discului gradat al busolei. Caroiajul hârtiei milimetrice ajută la orientarea gradației „0” a raportorului pe nord. Pe

punctul de stație „i” raportorul se așează cu 0 pe N dacă orientarea spre stația următoare „j” este până la 200 gon sau cu gradația 200 pe nord dacă orientarea este cuprinsă între 200 și 400 gon (figura 8.12). Pe direcția orientării se așează distanța d_{ij} redusă la scara reprezentării. Operația se repetă în punctul j ș.a.m.d. Practic, se pornește cu raportorul din A spre B, așezând latură după latură în modul descris mai sus. Se ajunge în final într-un punct B', apropiat dar diferit de B, raportat anterior. Dacă distanța BB' este sub toleranța admisă, se poate trece la compensare. Toleranța la raportarea grafică exprimată în milimetri la scara planului (indiferent de scară) este dată de relația:

$$T = \pm 0,3\sqrt{n}, \quad [8.43]$$

unde n este numărul aliniamentelor (laturilor). Raportarea se face la scări mai mari de 1/10.000 (numitorul mai mic de 10.000).

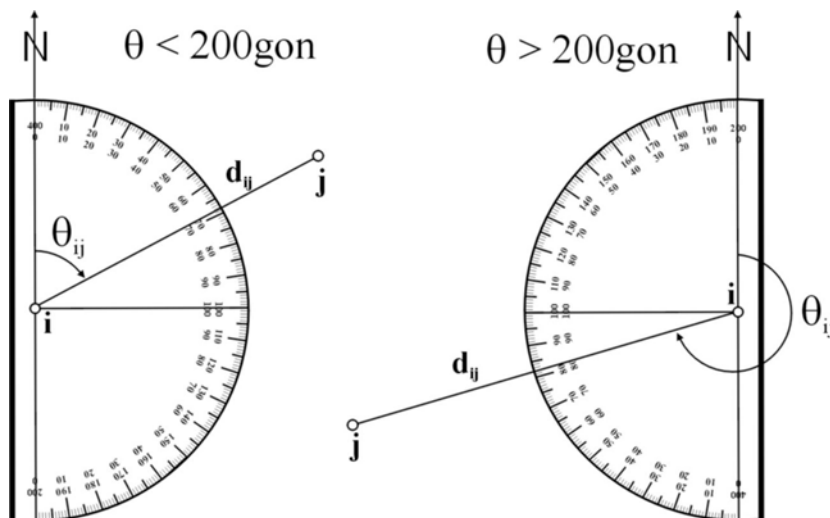


Figura 8.12. Raportarea drumuirii busolare încadrate

Compensarea propriu-zisă a elementelor de planimetrie se face grafic (figura 8.13). Se unește B cu B', iar acest segment, orientat ca în figură, constituie eroarea grafică în plan. Se măsoară segmentul erorii și se împarte la numărul de laturi (la 5, pentru cazul ales), rezultând o eroare unitară, e_u . Prin fiecare punct al drumuii se duc paralele la eroare. Corecția unitară, care sete egală și de sens contrar cu eroarea, se aplică în mod egal în fiecare punct de stație, cumulat progresiv, în așa fel încât punctului B' să i se aplice întreaga corecție, aducându-l astfel peste punctul B.

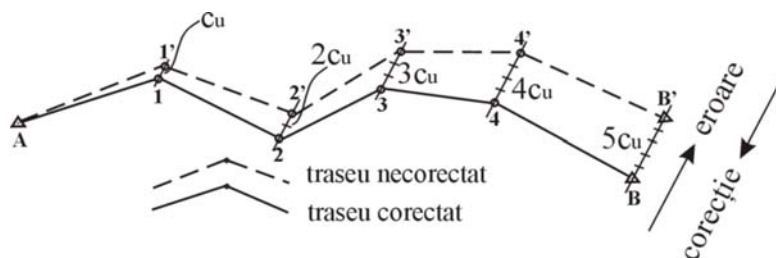


Figura 8.13. Compensarea grafică a elementelor planimetrice ale drumuiri busolare

Preciza drumuiri busolare Erorile comise în drumuirea busolară au ca sursă atât pe cele ce provin din măsurătorile din teren, cât și pe cele care provin din raportarea în plan cu raportorul și rigla.

Erorile care provin din măsurarea elementelor în teren au ca sursă principală măsurarea orientărilor și a distanțelor. Se consideră aceeași drumuire ideală care s-a considerat și în cazul general. Eroarea e_θ comisă la măsurarea orientării θ_{ij} produce o abatere a_i a punctului j transversală față de direcția ij (figura 8.14), pentru fiecare latură. Sublinierea are rolul de arăta că efectul erorii e_θ nu se transmite și laturii următoare (cum era în cazul drumuiri unghiulare), ci se oprește doar la latura ij .

$$a_i = \pm d_{ij} \frac{e_\theta}{\rho} \quad [8.44]$$

Ținând cont că în drumuirea ideală aleasă laturile d_{ij} sunt egale și că există probabilitatea comiterii, în aceleași condiții, a unei erori medii, m_θ , abaterea transversală totală a_i este:

$$a_i = \pm d \frac{m_\theta}{\rho} \pm d \frac{m_\theta}{\rho} \pm \dots \pm d_{ij} \frac{m_\theta}{\rho} \quad [8.45]$$

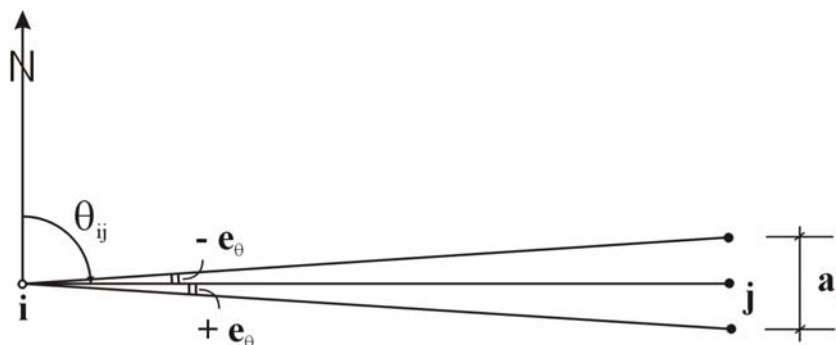


Figura 8.14. Efectul linear al erorii comise la măsurarea orientărilor

Expresia se ridică la pătrat, pentru a scăpa de semnele \pm și se neglijează dublele produse care, având semne alternante, au șansa să se reducă la un număr mare de stații. Rezultă:

$$a_i = \sqrt{\underbrace{d^2 \frac{m_\theta^2}{\rho^2} + d^2 \frac{m_\theta^2}{\rho^2} + \dots + d^2 \frac{m_\theta^2}{\rho^2}}_{\text{de } n \text{ ori}}} = \pm d \frac{m_\theta}{\rho} \sqrt{n} = \pm \frac{D}{n} \cdot \frac{m_\theta}{\rho} \sqrt{n} = \pm \frac{m_\theta}{\rho} \cdot \frac{D}{\sqrt{n}} \quad [8.46]$$

Expresia de mai sus arată legea de propagare a erorilor comise la măsurarea orientărilor. Se observă că, spre deosebire de cazul drumuirii unghiulare (cazul general), legea de propagare este mai favorabilă, întrucât scade cu radicalul numărului de laturi. Așa încât, la o drumuire de lungime dată, D, s-ar recomanda un număr cât mai mare de stații. Totuși, din condiții de randament, se limitează lungimea unei laturi la minim 40 – 50m.

Erorile care provin din măsurarea distanțelor au un efect transversal și pentru ele sunt valabile întocmai considerațiile făcute la cazul general.

Erorile care provin din raportarea în plan a drumuirii au aceleași legi de propagare ca și cele din teren atât pentru raportarea orientărilor, cât și a distanțelor. Mărimea lor este condiționată de scara de lucru. La scări mici (1/10.000 sau 1/5.000) statistic s-a constatat că, din ansamblul erorii comise, cele datorate raportării sunt mai mari decât acelea care provin din măsurarea elementelor în teren. Dimpotrivă, la scări mari (1/1000, 1/2000) erorile care provin din raportare sunt mai mici decât cele comise în teren. Ponderea erorilor este aproximativ egală în cazul scării 1/2500.

CAPITOLUL 9

RETELE TOPOGRAFICE INDEPENDENTE

9.1. Generalități

Există situații în care ridicările topografice pot fi executate și în afara rețelei geodezice de sprijin. Este cazul rețelelor de sprijin care necesită o precizie ridicată, mai mare decât a rețelei geodezice, sau a rețelelor necesare pentru întocmirea unor ridicări topografice de importanță redusă, când nu este justificată legarea la rețeaua geodezică.

Din punctul de vedere al suprafeței care se ridică în plan, rețelele independente pot fi pentru suprafețe mari de teren (de ordinul miilor de ha) sau pentru suprafețe mici, de ordinul zecilor sau sutelor de ha.

În cazul suprafețelor mari de teren, rețelele locale determinate servesc drept *rețea de sprijin* pentru rețeaua de ridicare. Există două modalități practice de realizare, în funcție de instrumentele și metoda folosită:

- triangulația topografică locală, când rețeaua se măsoară cu teodolite clasice,
- drumuri poligonometrice (cu laturi lungi), completate cu puncte determinate prin trilateratie, radiere controlată, puncte reunite în triunghi), pentru cazul în care se folosesc tahimetre electronice.

În cazul suprafețelor mici de teren, se determină *direct punctele rețelei de ridicare (drumuri)*. La suprafețele mai mari, rețeaua se determină printr-o drumuire unghiulară închisă pe punctul de plecare, pe care se pot ulterior construi, după caz, drumuri secundare sau terțiare. În cazul suprafețelor mai mici, se poate folosi ca alternativă și drumuirea busolară închisă pe punctul de plecare.

Triangulația topografică locală este proprie suprafețelor mari de teren și a instrumentelor clasice. *Proiectarea rețelei* se face, cel mai adesea direct în teren. Este necesar ca între punctele vecine să existe o bună vizibilitate reciprocă. Punctele se reunesc în triunghiuri sau patrulatere cu ambele diagonale observate, formând rețele de diferite forme, denumite *canevasuri*. Care pot avea diferite aspecte (figura 9.1).

În funcție de forma rețelei, se măsoară o *bază* între două puncte alese astfel încât măsurarea să se poată face cât mai precis (pante mici sau teren orizontal, fără vegetație). Baza se poate măsura direct, cu ruleta sau firul de invar, sau prin unde, dacă se dispune de asemenea instrumente.

Elementele măsurate sunt toate unghiurile orizontale, prin metoda seriilor. Precizia de lectură a teodolitului trebuie să fie de minim 5^{cc} ($0,0005$ gon). Se măsoară de asemenea o bază (în cazul poligoanelor cu punct central) două: una pentru plecare și alta pentru control, în cazul celorlalte tipuri de canevasuri. Punctele alese se marchează și se semnalizează ca și punctele din rețeaua geodezică. Pentru orientarea aproximativă a întregii rețele, una din laturi se orientează magnetic pe teren.

Calculul coordonatelor se face în mod specific pentru fiecare rețea în parte. Literatura de specialitate, în special în lucrările mai vechi oferă pentru fiecare caz modalitățile concrete de calcul. Se menționează că în prezent aceste tipuri de lucrări sunt puțin folosite, întrucât de cele mai multe ori se impune legarea lucrărilor topografice în coordonatele sistemului de proiecție Stereografic 70.

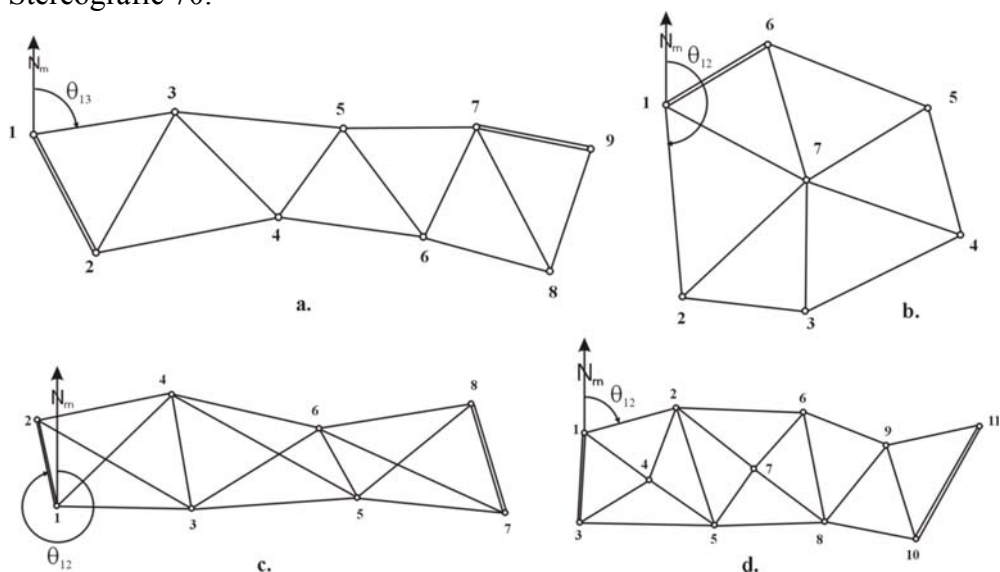


Figura 9.1. Diverse forme de canevasuri folosite pentru rețeaua de triangulație locală: a- lanț de triunghiuri, b- poligon cu punct central, c- lanț de patrulaterare cu ambele diagonale observate, d- formă mixtă de canevasuri

9.2. Determinarea rețelelor topografice prin drumuri

Acest caz este specific suprafețelor mici de teren, când se determină *direct rețeaua de ridicare* printr-o drumuire închisă pe punctul de plecare, considerată ca drumuire principală, pe care sunt acolate drumuiri secundare și terțiare, considerate ca drumuiri sprijinite (figura 9.2).

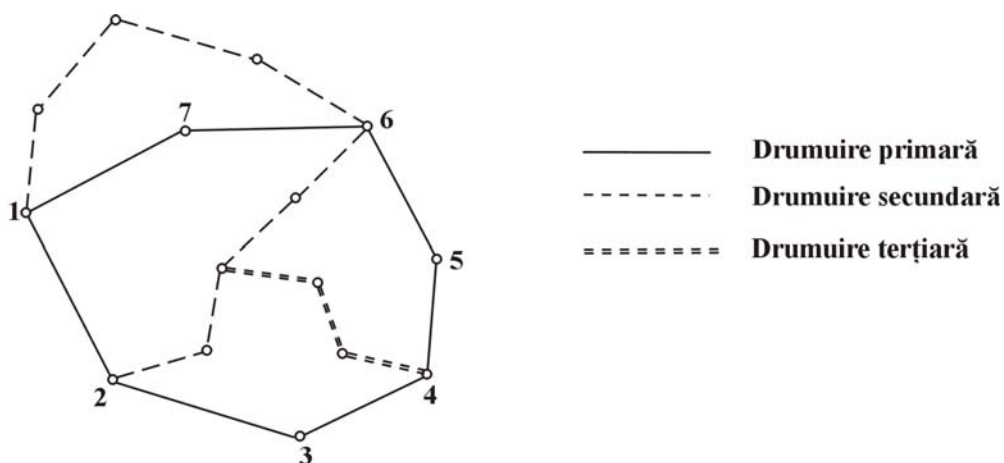


Figura 9.2. Exemplu de rețea topografică independentă determinată prin drumuiri tahimetrice

9.2.1. Drumuirea unghiulară închisă

Acest tip de drumuire (figura 9.3) se poate considera principal ca un caz particular al drumuirii sprijinite, când punctul de plecare coincide cu punctul de închidere. Punctul de plecare nu este însă în rețeaua de sprijin.

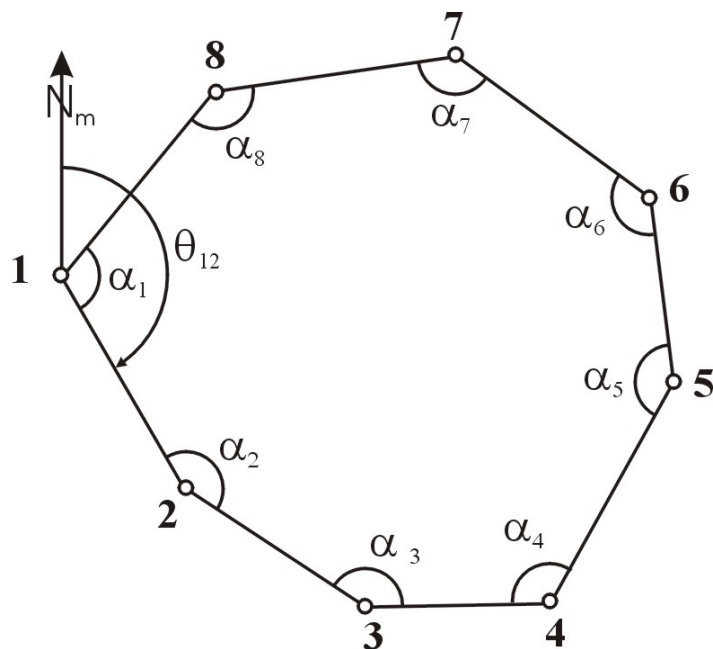


Figura 9.3. Drumuirea tahimetrică unghiulară închisă

Proiectarea lucrărilor se face după aceleași criterii ca și în cazul general, mai puțin cele referitoare la vizele spre punctele de sprijin din rețeaua geodezică. Pentru ca întreaga ridicare să fie orientată aproximativ pe direcția nord, prima latură (1-2) se orientează magnetic cu ajutorul unei busole sau a unui declinator.

Elementele măsurate în teren sunt:

- toate unghiurile orizontale interioare poligonului; de aceea, sensul de parcurgere al drumuirii se alege astfel încât să rezulte unghiurile orizontale interioare (practic, drumuirea se parcurge în sens antiorar). Se folosește de obicei metoda cu zero în coincidență, cu luneta în ambele poziții.
- unghiurile de înclinare sau, cel mai adesea zenitale, în ambele poziții ale lunetei, spre înapoi și înainte
- lungimile laturilor, care pot rezulta direct reduse la orizont dacă se folosesc tahimetre autoreductoare, sau prin calcule la birou, pornind de la numărul generator, dacă se folosesc tahimetre clasice.

Spre exemplu, dacă se folosesc tahimetre clasice, din stația 3 se măsoară:

- spre punctul 2 (înapoi), în poziția I:
 - unghi vertical, Z_{3-2} sau φ_{3-2}
 - număr generator, n_{3-2} ,
 - citire la limb, c_{3-2}
- spre punctul 4 (înainte), în poziția I:
 - unghi vertical, Z_{3-4} sau φ_{3-4}
 - număr generator, n_{3-4}
 - citire la limb, c_{3-4}
- spre punctul 4 (înainte), în poziția II:
 - unghi vertical, Z_{3-4} sau φ_{3-4}
 - număr generator, n_{3-4} ,
 - citire la limb, c_{3-4}
- spre punctul 2 (înapoi), în poziția II:
 - unghi vertical, Z_{3-2} sau φ_{3-2}
 - număr generator, n_{3-2} ,
 - citire la limb, c_{3-2}

Calculule se fac în cea mai mare parte asemănător cu cele din cazul general, în următoarele etape:

- **calcule preliminare**, care cuprind mediile aritmetice ale valorilor măsurate în teren (relațiile [8.1] – [8.3]) și reducerea distanțelor la orizont,
- **compensarea unghiurilor orizontale**, care se face specific, punând condiția geometrică de sumă a unghiurilor într-un poligon cu „n” laturi. Eroarea (neînchiderea) unghiurilor orizontale se determină cu relația:

$$e_{\alpha} = \Sigma\alpha_i - (n-2)200 \quad [9.1]$$

În cazul în care eroarea este mai mică decât toleranța, se determină corecția totală și corecția unitară:

$$c_{\alpha} = -e_{\alpha} \quad [9.2a]$$

$$T = \pm 1,5 m_0 \sqrt{n} \quad [9.2b]$$

$$c_{u,\alpha} = \frac{c_{\alpha}}{n} = -\frac{e_{\alpha}}{n} \quad [9.2c]$$

Cu corecția unitară se compensează fiecare unghi orizontal, rezultând valoarea compensată. Verificarea constă în egalitatea dintre suma unghiurilor compensate și valoarea sumei unghiurilor într-un poligon de „n” laturi, neafectate de erori:

$$\alpha_i^{comp} = \alpha_i^{mas} + c_{u,\alpha} \quad [9.3a]$$

$$\text{Verificare: } \Sigma\alpha_i^{comp} = (n-2)200 \text{ gon} \quad [9.3b]$$

- **transmiterea orientărilor** – se face cu ajutorul unghiurilor orizontale compensate și a orientării magnetice determinate în teren:

$$\begin{aligned} \theta_{1-2}^{magn} &= \text{dat (măsurat)} \\ \theta_{2-3} &= \theta_{1-2} \pm 200 + \alpha_2^{comp} \\ \theta_{3-4} &= \theta_{2-3} \pm 200 + \alpha_3^{comp} \\ &\dots \dots \dots \\ \theta_{8-1} &= \theta_{7-8} \pm 200 + \alpha_8^{comp} \\ \text{Verificare: } \theta_{1-2}^{transmis} &= \theta_{8-1} \pm 200 + \alpha_1^{comp} \end{aligned} \quad [9.4]$$

- **calculul, compensarea și verificarea coordonatelor relative** se face cu aceleași relații generale de la cazul general al drumuirii (relațiile [8.19]). Specific este modul de determinare al erorilor și corecțiilor coordonatelor relative în plan și pe înălțime:

$$c_x = \Sigma \Delta x_{ij}; \quad c_y = \Sigma \Delta y_{ij}; \quad c_z = \Sigma \Delta z_{ij} \quad [9.5]$$

- **calculul coordonatelor absolute:** punctului de început al drumuirii i se dau valori ale coordonatelor absolute (x_1, y_1, z_1) suficient de mari pentru ca toate celelalte coordonate ale punctelor să rezulte pozitive. Relațiile de calcul și verificare sunt aceleași de la cazul general al drumuirii.

9.2.2. Drumuirea busolară închisă

Este specifică suprafețelor mici de teren ridicate în sectorul forestier. Toate considerentele expuse la drumuirile busolare încadrate (evident, mai puțin existența punctelor din rețeaua de sprijin a sistemului Stereografic '70) privitoare la proiectarea măsurătorilor, elementele măsurate, tipurile de drumuri (cu stații curente sau sărite), calcule, raportare și compensare grafică, toleranțe rămân aceleași. În figura 9.4 este arătat modul de compensare grafică în cazul unei drumuri busolare independente.

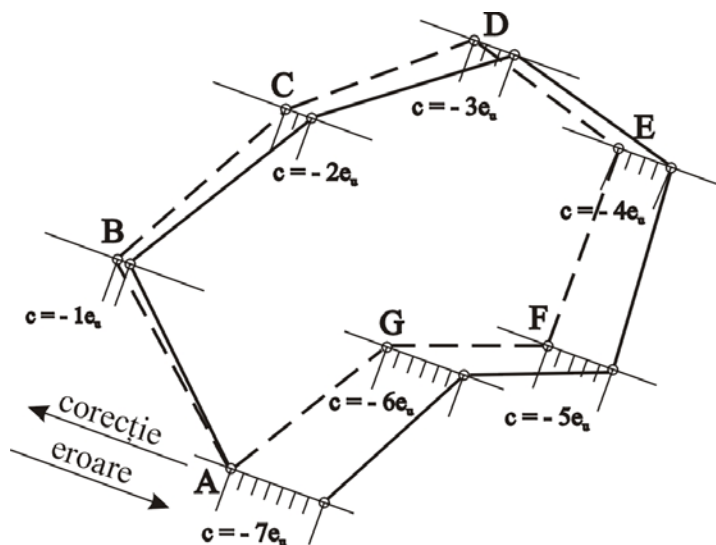


Figura 9.4. Compensarea grafică a unei drumuri busolare independente (închisă pe punctul de plecare)

CAPITOLUL 10

RIDICAREA DETALIILOR

10.1. Generalități, metode de ridicare a detaliilor

Ridicarea detaliilor este operațiunea prin care se determină *poziția punctelor caracteristice* ale detaliilor *față de punctele rețelei de ridicare*, rezultând poziția relativă a detaliilor (unele față de altele), forma și dimensiunile lor. Prin detaliu se înțelege tot ce există pe suprafața terestră, fie de proveniență naturală (văi, râuri, culmi, vegetație etc) fie artificiale: (drumuri, construcții, limite de proprietate etc). În ansamblul lor, detaliile alcătuiesc conținutul unui plan.

Detaliile pot fi de planimetrie sau de altimetrie (relief) și ele alcătuiesc, în ansamblul lor, *conținutul* unui plan.

Așa cum s-a arătat (cap. 7.2), detaliile se pot descompune în puncte caracteristice, alese la schimbarea direcției conturului (pentru redarea planimetriei) sau la schimbarea pantei terenului (pentru redarea reliefului).

Ridicarea detaliilor presupune în teren următoarele etape:

- descompunerea detaliilor în puncte caracteristice,
- determinarea poziției punctelor caracteristice față de cele ale rețelei de ridicare.

La birou se fac o serie de calcule, specifice fiecărei metode de ridicare în plan, urmate de raportarea în plan.

După elementele care se determină, ridicările în plan pot fi *combinate* (când se determină poziția punctelor caracteristice în plan și pe înălțime), *planimetrice* (se determină doar poziția în planul orizontal) și *nivelitice* (se determină doar cota).

Metoda de bază pentru ridicarea detaliilor este metoda *radierii*. Mai există și alte metode de ridicare în plan a detaliilor, folosite mai rar sau numai în anumite condiții:

- metoda drumuirii,
- metoda intersecției,
- metoda absciselor și ordonatelor,
- metoda profilelor.

10.2. Metoda radierii detaliilor

10.2.1. Principiul metodei

În principiu, radierea se face în orice situație, ori de câte ori se poate măsura distanța și unghiul orizontal spre un punct.

În cadrul metodei, poziția unui punct de detaliu (punct radiat) se definește în raport cu un punct de stație (cunoscut) și cu o direcție de referință (de regulă viza spre stația din urmă a drumuirii).

Poziția în plan a punctului 1 (figura 10.1a) este dată prin coordonate polare de unghiul polar α_1 și raza polară d_1 .

Poziția în înălțime (figura 10.1 b.) rezultă prin determinarea diferenței de nivel între punctul de stație și punctul radiat.

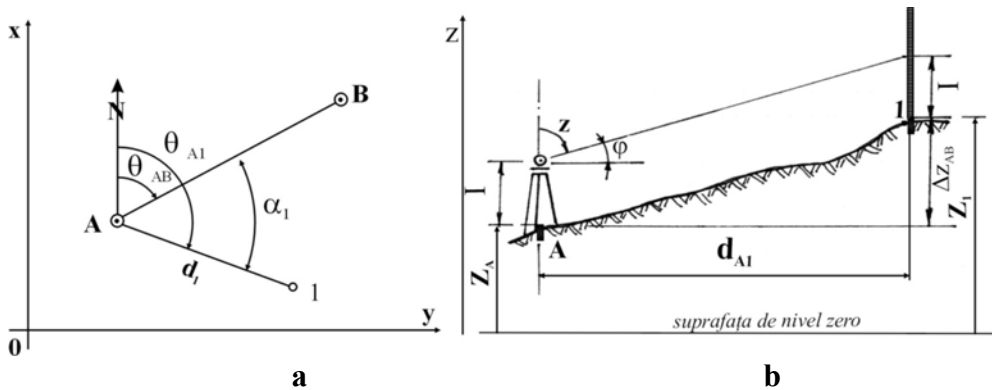


Figura 10.1. Determinarea poziției unui punct prin metoda radierii a- poziția în plan, b- poziția în înălțime în cazul radierii cu tahimetrul.

10.2.2. Radieri cu tahimetrul

Radierile cu tahimetrul ocupă, de departe, locul cel mai important în cadrul metodei radierii.

Elementele măsurate sunt doar în poziția I a lunetei și sunt diferite după cum se lucrează cu tahimetre clasice sau autoreductoare.

În cazul tahimetrelor clasice se măsoară:

- unghiul vertical, zenital sau de înclinare, prin vizare pe stadie la o gradație egală cu înălțimea aparatului, φ_{A-1} (figura 10.1b)
- numărul generator la stadie, ng_{A-1}
- unghiul orizontal α_1 având ca referință direcția AB, cunoscută (figura 10.1a)

În cazul tahimetrelor autoreductoare se măsoară:

- distanța orizontală, d_{A-1}
- diferența de nivel, Δz_{A-1}
- unghiul orizontal, α_1 având ca referință direcția AB, cunoscută

Calculule constau în:

- reducerea distanțelor la orizont (figura 10.1b):

$$d_{A-1} = n g_{A-1} \cos^2 \varphi_{A-1} = n g_{A-1} \sin^2 \varphi_{A-1},$$

- calculul diferenței de nivel (figura 10.1b):

$$\Delta z_{A-1} = d_{A-1} \operatorname{tg} \varphi_{A-1} = \frac{d_{A-1}}{\operatorname{ctg} \varphi_{A-1}}$$

Numai în cazul în care se cere, se pot determina și coordonatele punctului radiat:

$$x_1 = x_A + \Delta x_{A-1}; \quad \Delta x_{A-1} = d_{A-1} \cos \theta_{A-1}; \quad \theta_{A-1} = \theta_{A-B} + \alpha_1$$

$$y_1 = y_A + \Delta y_{A-1}; \quad \Delta y_{A-1} = d_{A-1} \sin \theta_{A-1}; \quad [10.1]$$

$$z_1 = z_A + \Delta z_{A-1};$$

Controlul metodei. Prin modul de măsurare descris nu există un control, cu toate că în cadrul metodei radierii se execută cel mai mare volum de măsurători. Controlul fiecărui punct în teren ar duce la o scădere foarte importantă a randamentului.

Pentru punctele foarte importante și numai dacă se cere în mod expres, există, totuși, următoarele moduri de control:

- *dubla radiere* a punctului (radierea controlată), ca în figura 10.2a: punctul de detaliu 1 se radiază atât din A cât și din B, măsurând elementele menționate. Poziția punctului 1 rezultă ca medie a celor două rezultate din fiecare punct de stație,

- măsurarea poziției unui punct radiat în *ambele poziții* ale lunetei; în acest caz se determină mediile elementelor măsurate în cele două poziții (unghi vertical, număr generator, unghi orizontal),

- *perimetrarea* construcțiilor, care constă în determinarea prin măsurare directă a lungimii laturilor construcțiilor sau a altor detalii de mare importanță din teren. Lungimea măsurată se va lua drept referință pentru dimensiunile respective atunci când se raportează în plan (figura 10.2b).

Un control implicit, care este **obligatoriu**, este schita terenului. O schiță făcută cu acuratețe poate fi de folos și în depistarea unor eventuale greșeli. Dacă, de exemplu (figura 10.2c), schița indică puncte aflate pe aliniament sau direcții care sunt perpendiculare și din unirea punctelor acest lucru nu reiese, înseamnă că s-a comis o greșeală.

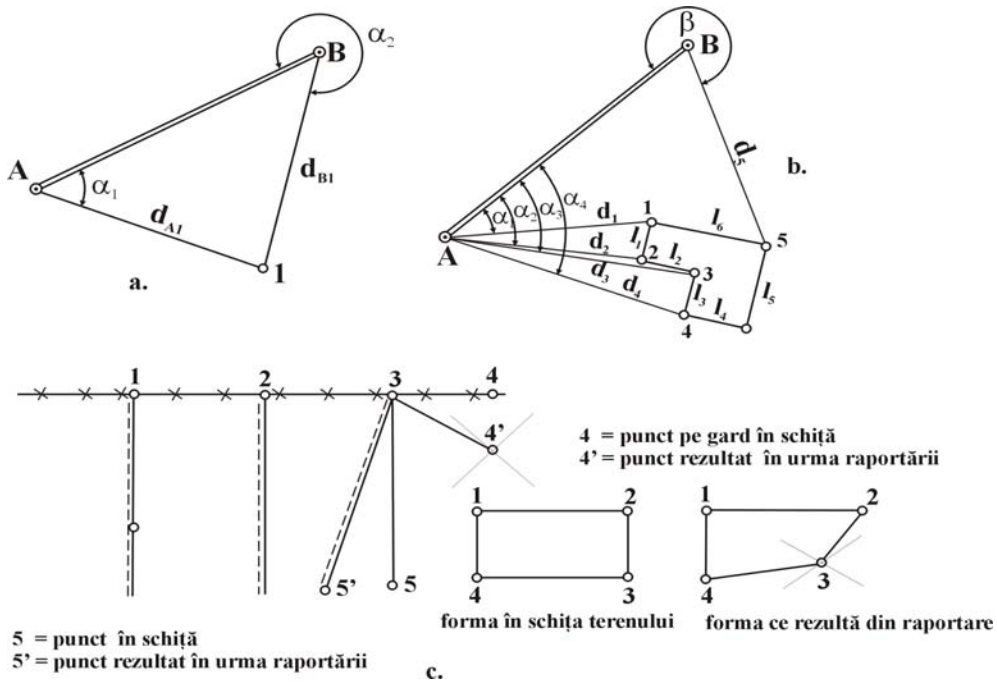


Figura 10.2: Modalități de control pentru punctele radiate: a- radierea controlată, b- perimetrarea construcțiilor, c- schița terenului

Precizia metodei Precizia determinării punctelor radiate depinde de eroarea de măsurare a coordonatelor polare α , d , adică de erorile comise la citirea unghiului orizontal, a numărului generator și a unghiului vertical. Mai intervine și eroarea de poziție a punctelor de drumuire, dar ea este mică și asupra ei nu putem acționa, astfel încât o neglijăm.

Eroarea dată de măsurarea unghiului orizontal, m_α , deplasează punctul 1 transversal (normal) în $1''$ cu abaterea a_n (figura 10.3):

$$a_n = \pm \frac{m^{(cc)}_\alpha}{\rho^{(cc)}} d \quad [10.2]$$

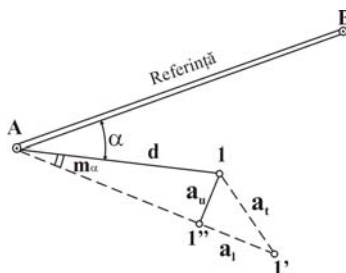


Figura 10.3. Precizia radierilor cu tahimetrul

Eroarea provenită din măsurarea distanței „d” transportă punctul 1 în poziția 1' cu abaterea a_t .

Abaterea totală a_t este, conform regulii de compunere a erorilor:

$$a_t^2 = a_l^2 + \left(\frac{m_a}{\rho_{cc}} d\right)^2 \quad [10.3]$$

Valorile abaterilor transversale și longitudinale sunt caracterizate de erorile medii, specifice instrumentului. Pentru că și abaterea longitudinală este funcție de distanță, rezultă că precizia determinării scade odată cu creșterea distanței „d”. De aceea, pentru tahimetrele obișnuite, distanța de radiere se limitează la 80 – 100m.

10.2.3. Radieri cu tahimetre electronice

Tahimetrele electronice au avantajul unei plaje mari de distanțe, de la 2-3m până la 1-2.000 m. Aceasta face ca aceste instrumente să fie folosite pentru categorii foarte diferite de lucrări, de la măsurători pentru îndeșirea rețelei geodezice și până la radieri de puncte caracteristice. Distanța este măsurată cu precizie ridicată ($\pm 3-8\text{mm}/1000\text{m}$) și se afișează direct valoarea distanței înclinată. Datele din teren pot fi stocate în cartele electronice (memorii) și prelucrate automat în calculatoare cu softuri specializate

Indiferent de tipul tahimetrului electronic folosit, măsurătorile în teren se fac după aceleași reguli descrise la tahimetrele clasice.

10.2.4. Radieri cu busola topografică

Sunt specifice sectorului forestier și se folosesc împreună cu drumuirile busolare (figura 10.4a).

Elementele măsurate pentru punctul radiat 1 sunt (figura 10.4.b):

- orientarea magnetică θ_{A-1} ,
- numărul generator n_1 ,
- unghiul de înclinare φ_{A-1}

Calcululele cuprind, pentru fiecare viză, reducerea distanței la orizont (cu elementele din figura 10.1.b), diferența de nivel și cota, cu aceleași relații de la radierea cu tahimetrul.

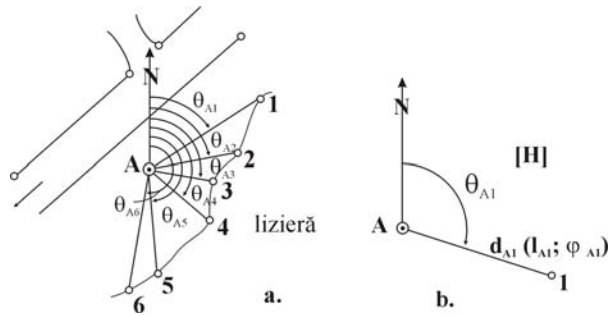


Figura 10.4 Radieri cu busola: a- exemplu de aplicare, b- poziția punctului radiat în plan

10.2.5. Radieri cu nivelul

Așa cum s-a arătat (cap. 3.4), nivelurile sunt prevăzute cu limb și cu fire reticulare pe reticulul lunetei. Precizia de lectură pentru unghiul orizontal este mică (de la 10° la 1 gon), iar numărul generator este măsurat la stadie cu aceeași precizie ca la tahimetre. În aceste condiții, putând măsura unghiuri și distanțe, se poate folosi metoda radierii detaliilor, *în terenuri aproximativ horizontale*.

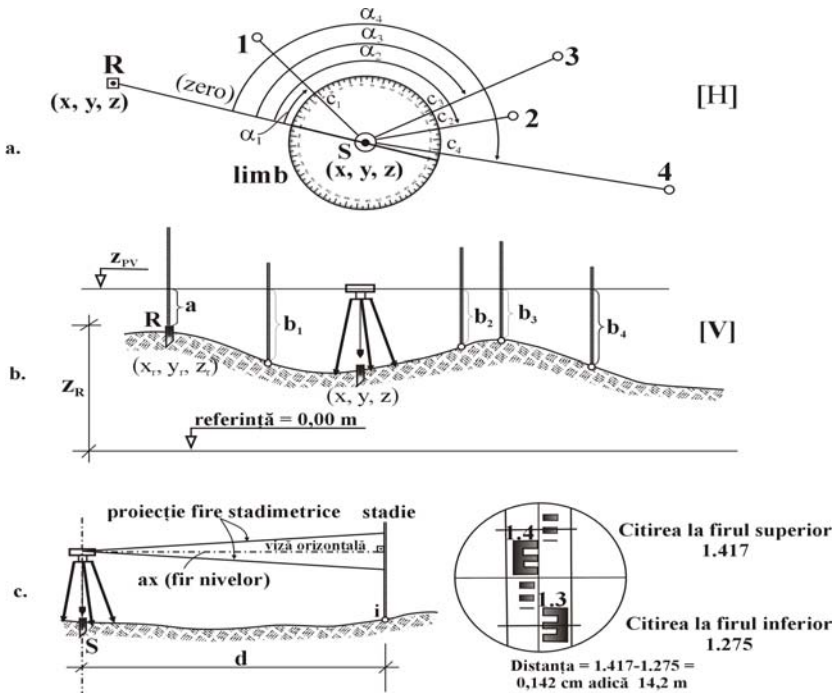


Figura 10.5. Radieri cu nivelul: a- vedere în plan orizontal, b- secțiune verticală, c- măsurarea distanțelor

În teren, nivelul se instalează în punctul de stație S (figura 10.5a) și se vizează cu zero la limb punctul de referință R, de coordonate cunoscute. Centrarea se face cu firul cu plumb.

Elementele măsurate pentru determinarea poziției punctului radiat 1 sunt:

- citirea la limb, c_1 ,
- citirea b_1 la stadie, la firul nivelor,
- citirile la stadie la firul stadimetric superior și inferior

Calcululele se referă la:

- determinarea distanței; aceasta rezultă direct redusă la orizont, întrucât viza (orizontală) este perpendiculară pe stadie (verticală) – figura 10.5.c,
- calculul cotei, prin metoda cotei planului de viză (figura 10.5.b)

$$z_{pv} = z_R + a; \quad z_1 = z_{pv} - b_1; \quad z_2 = z_{pv} - b_2 \text{ etc} \quad [10.4]$$

Raportarea se face începând cu punctele vechi, pentru care se cunosc coordonatele x , y , z . Punctele radiate se așează prin coordonate polare, folosind un raportor cu diametrul cel puțin la fel de mare ca al limbului.

Radierile cu nivelul se fac atunci când se dorește determinarea cotei punctelor cu precizie mare. Poziția în plan este însă mai puțin precisă decât în cazul determinării cu tahimetre clasice din cauză că unghiurile se măsoară mai puțin precis.

10.3. Ridicarea detaliilor prin metoda drumuirii

Metoda drumuirii este specifică determinării rețelelor de ridicare. Există cazuri în care anumite detalii se pot ridica în plan prin metoda drumuirii. Este cazul detaliilor de forme alungite: drumuri, culmi, văi etc. (figura 10.6).

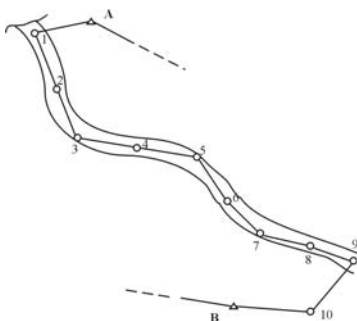


Figura 10.6. Ridicarea detaliilor prin metoda drumuirii

În acest caz, alegerea punctelor de drumuire se face unde direcția în plan se schimbă, iar traseul se conduce de-a lungul detaliului.

Punctele se pot reprezenta grafic sau se poate face calculul coordonatelor ca la orice drumuire.

10.4. Ridicarea detaliilor prin metoda intersecției

Metoda intersecției este specifică îndesirii rețelei geodezice; în contextul ridicării detaliilor, metoda este folosită pentru determinarea poziției punctelor greu accesibile (râuri, prăpăstii), până la care nu putem măsura distanța sau efortul de a o măsura nu se justifică.

Se folosește intersecția înainte. În figura 10.7 se arată cazul radierii unor detalii aflate peste un pârâu. În aceste condiții, punctele se vizează din cel puțin două puncte de stație. Poziția punctului rezultă prin raportare grafică sau se poate calcula ca intersecție la limită dacă vizarea se face din două puncte. Dacă se face din trei puncte de stație, se determină media prin raportare grafică sau prin calcul. În cazul raportării grafice, rezultă nu un punct de intersecție, ci un triunghi; punctul de detaliu se află în centrul de greutate al triunghiului.

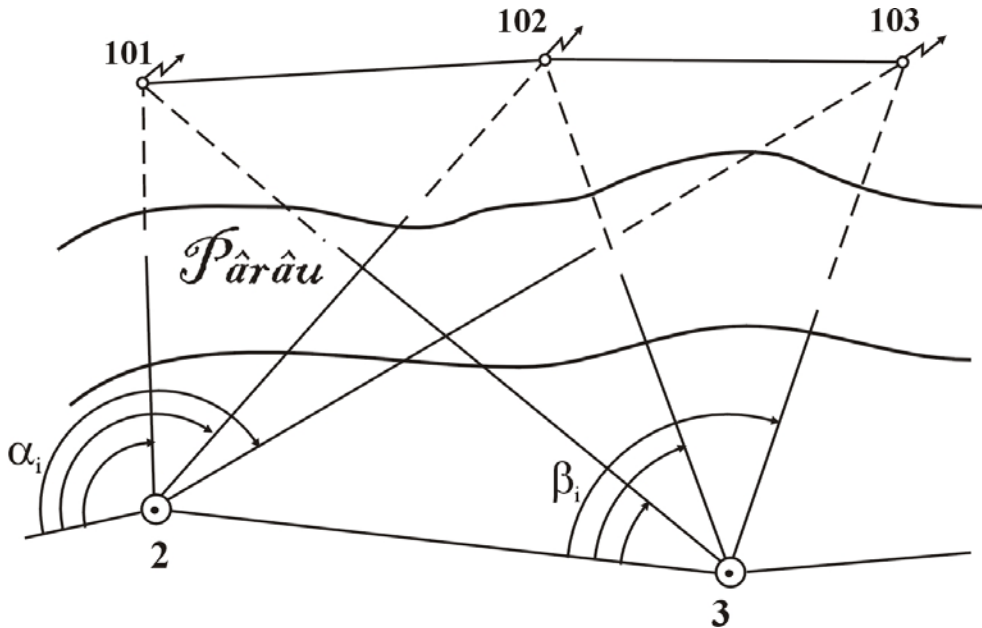


Figura 10.7. Ridicarea detaliilor prin metoda intersecției unghiulare înainte

10.5 Ridicarea detaliilor prin metoda absciselor și ordonatelor sau prin metoda absciselor

Este o metodă de stabilire a poziției punctelor de detaliu pentru cazul când nu este necesară o precizie foarte mare, iar terenul este aproximativ orizontal.

Principiul metodei este exemplificat în figura 10. 8a. Poziția punctului 1 este dată față de aliniamentul format de stațiile i și j ale drumuirii prin abscisa x_1 și ordonata y_1 . Punctul 1' se determină cu ajutorul echerului topografic, iar abscisa și ordonata se determină prin măsurare directă, cu ruleta.

Precizia metodei este dată de precizia determinării elementelor care intervin în determinarea poziției punctelor.

Dacă se notează cu m_α eroarea de construire a unghiului drept cu echerul topografic și cu m_x și m_y eroarea de măsurare a abscisei și ordonatei, m_1 (eroarea medie de determinare a punctului 1) se poate scrie:

$$m_1 = \pm \sqrt{m_{x1}^2 + m_{y1}^2 + \left(\frac{m_\alpha^{(cc)}}{\rho^{(cc)}} \cdot y_1 \right)^2} \quad [10.5]$$

Din relația de mai sus, care dă legea de propagare a erorilor în cazul metodei, se observă că valoarea y intervine și în precizia determinării unghiului drept și în măsurarea directă a ordonatei. De aceea, se limitează distanța y la valori de până la 60m.

În figura 10.8b se arată schița de teren întocmită pentru cazul unei ridicări prin această metodă. Pe schiță se înscriu ordonatele și abscisele cumulate, măsurate de la punctul de stație.

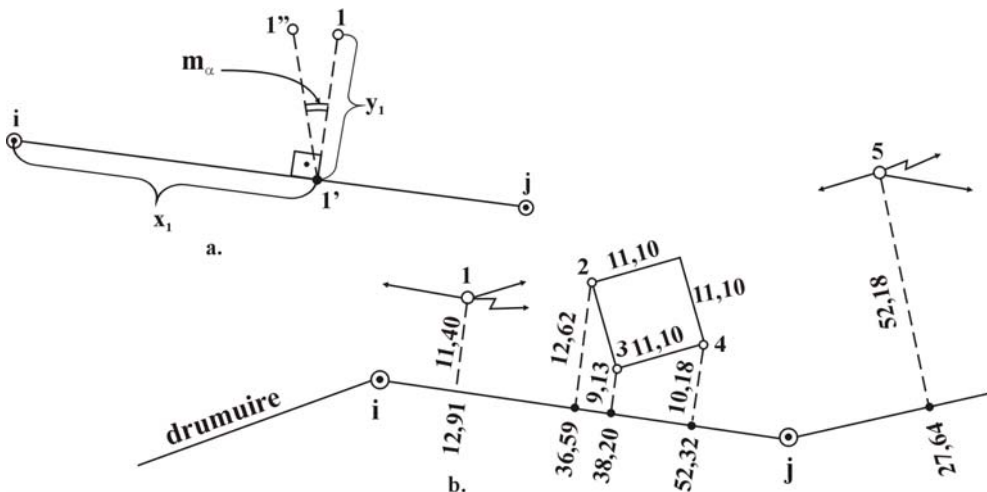


Figura 10.8. Determinarea poziției detaliilor prin metoda absciselor și ordonatelor: a- principiul metodei, b- schița din teren

O variantă particulară a metodei este metoda absciselor (figura 10.9). Este cazul în care latura drumuirii conține chiar punctele de detaliu, iar acestea sunt limite de proprietate (capete de parcele).

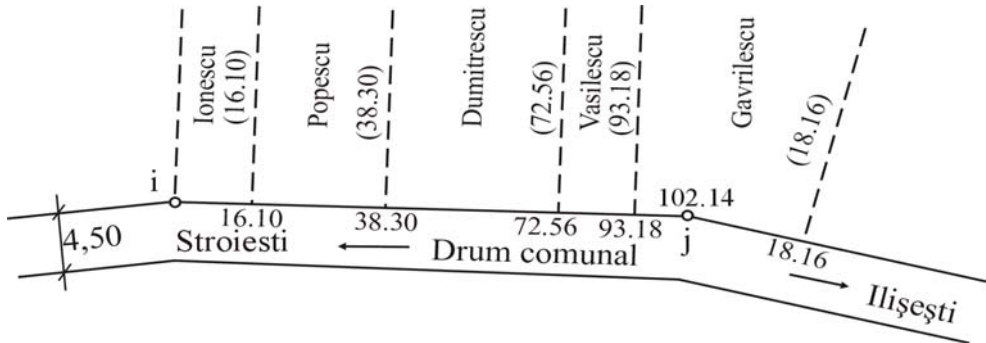


Figura 10.9. Determinarea poziției detaliilor prin metoda absciselor

10.6 Ridicarea detaliilor prin metoda profilelor

Profilul este un mod de redare a terenului pe anumite direcții (trasee rectilinii sau frânte). *Profilul* reprezintă urma lăsată pe un plan vertical de suprafața topografică. În cazul profilului, punctele caracteristice se aleg:

- la schimbarea pantei terenului,
- la distanțe aproximativ egale, în cazul în care schimbarea de pantă nu este sesizabilă.

Poziția punctelor rezultă:

- din punct de vedere al coordonatele plane, x și y , măsurând unghiuri orizontale, verticale și distanțe;
- din punctul de vedere al cotei – determinând diferențele de nivel

Din punctul de vedere al poziției planului vertical, profilele pot fi:

- *profile longitudinale*, când punctele caracteristice aparțin axului unui detaliu cu dimensiuni preponderente pe o direcție (drum, traseu de funicular, vale torențială etc)
- *profile transversale*, când punctele caracteristice sunt pe o direcție perpendiculară pe aceea a profilului longitudinal. Profilul transversal trebuie să conțină un punct al profilului longitudinal.

Profilul se poate întocmi în două situații: plecând de la un plan sau o hartă cu curbe de nivel sau plecând de la măsurători din teren.

a- Întocmirea unui profil din măsurători în teren.

Poziția punctelor caracteristice se determină prin drumuiri cu radieri. Drumuirea poate fi de nivelment geometric (în cazul trenurilor așezate) sau trigonometric (în orice teren). Dacă se urmărește ridicarea în plan a unei văi torențiale (figura 10.10a), traseul drumuirii se conduce astfel ca să poată fi vizate detaliile dorite. Acolo unde interesează, se determină și profilul transversal. Din punctele de detaliu ridicate se poate întocmi profilul longitudinal (figura 10.10b) sau transversal: punctele caracteristice sunt determinate la schimbarea pantei dacă acest lucru este evident (fig. 10.10c) sau la distanțe egale, când schimbarea pantei nu este sesizabilă (figura 10.10d).

Dacă terenul este aproximativ orizontal și se cere o precizie mare de determinare a cotelor, se poate folosi drumuirea de nivelment geometric cu radieri. La lucrările de drumuri forestiere, profilele transversale se pot determina și cu lata de nivelment.

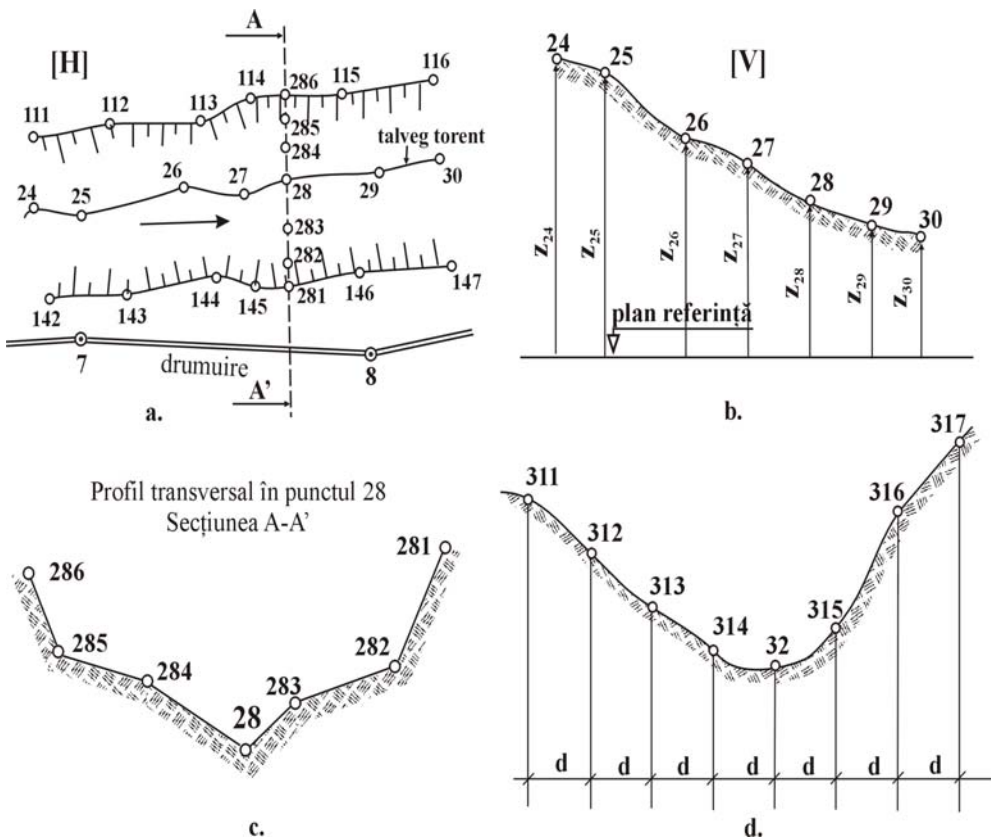


Figura 10.10. Întocmirea unui profil după măsurători din teren (drumuire cu radieri de nivelment trigonometric): a- vedere în plan, b- profil în lung, c, d, profile transversale

b- Întocmirea unui profil folosind planuri (hărți) cu curbe de nivel

Curba de nivel este locul geometric al punctelor din teren care au aceeași cotă. Ele s-ar obține teoretic dacă s-ar intersecta relieful terenului cu o familie de plane echidistante, paralele și orizontale, așezate la cote de valoare rotundă (figura 10.11a).

Curbele de nivel reprezintă o manieră de redare a reliefului terenului, agreată de nespecialiști întrucât este sugestivă, dar și de specialiști, pentru că dă posibilitatea efectuării unor determinări. Distanța între planele paralele se numește echidistanță, iar valoarea ei depinde de natura terenului și de scara de reprezentare.

Curbele de nivel pot fi:

- normale, dacă sunt trasate la valori curente ale echidistanței,
- principale, dacă se trasează la valori considerate rotunde,
- ajutătoare, la jumătatea echidistanței, când cele normale sunt prea rare și există zone fără curbe de nivel,
- auxiliare, la un sfert de echidistanță, dacă și curbele ajutătoare sunt rare.

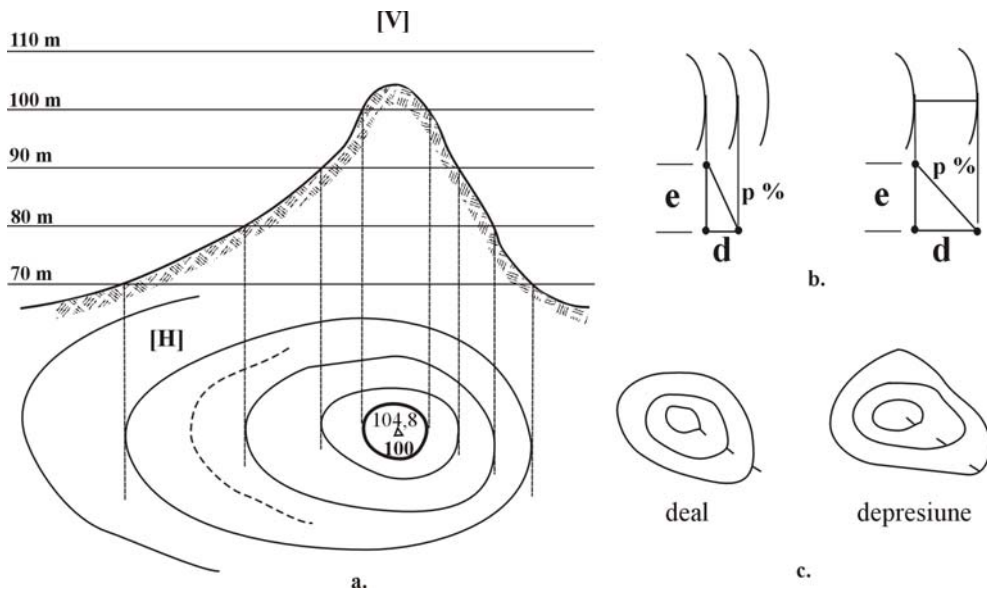


Figura 10.11. Reprezentarea reliefului prin curbe de nivel

Pe un plan sau hartă, curbele dese indică zone în care panta este mare (la aceeași echidistanță „e” se parcurge o distanță mai mică pe orizontală) – figura 10.11b. Pentru a nu se crea confuzii, din loc în loc pe curbele de nivel se trasează liniuțe scurte, denumite bergstrij-uri. Aceste linii au un capăt pe

curba de nivel, iar celălalt indică întotdeauna direcția de coborâre a terenului (figura 10.11c).

Profilele (figura 10.12) se pot întocmi pe direcția dorită (longitudinală sau transversală). Ca puncte caracteristice se aleg cele de la intersecția cu curbele de nivel. Pentru punctul „a” din figura 10.12c, cota se determină prin interpolare liniară între cota punctului A și B. Dacă în triunghiurile asemenea create se face raportul laturilor omoloage, rezultă succesiv:

$$\frac{e}{d_{AB}} = \frac{x}{d_{Aa}}; x = \frac{d_{Aa}}{d_{AB}} \cdot e; z_a = z_A + x \quad [10.6]$$

Dacă este creată situația din figura 10.12d, trebuie ținut cont că între punctele 7 și 8 terenul nu are aceeași cotă, ci există un punct „m” situat la intersecția cu linia de cea mare pantă între curbele vecine. Cota punctului „m” se află asemănător cu cazul anterior după ce s-au măsurat distanțele indicate.

Pentru ambele cazuri, se face observația că în cele mai multe din aplicațiile tehnice, profilele se întocmesc exagerând scara înălțimilor față de cea a lungimilor. Practic, raportul scărilor este, funcție de accidentația terenului, cuprins între 10 și 50.

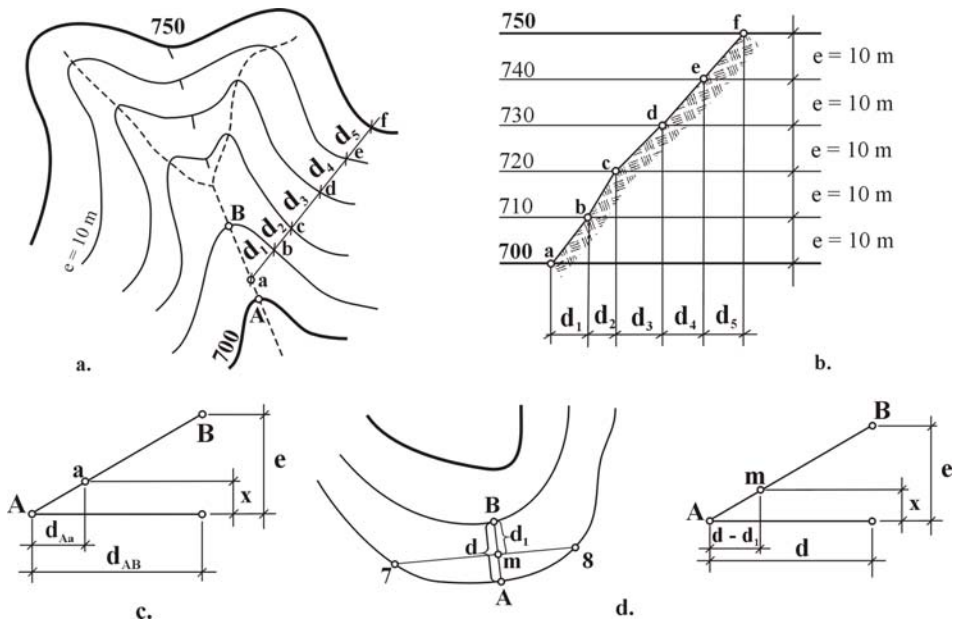


Figura 10.12. Trasarea profilelor pornind de la reprezentări prin curbe de nivel

10.7. Întocmirea unui plan de situație

10.7.1. Generalități, etape parcurse în teren

Prin plan de situație se înțelege proiecția terenului într-un plan orizontal (plan de proiecție) reprezentată la scări mari (1:250, 1:500, 1:1000, 1:2000, 1:2500). Planurile de situație se întocmesc de cele mai multe ori cu curbe de nivel pentru redarea reliefului, iar detaliile de planimetrie sunt redade prin conturul lor sau prin semne convenționale.

Semnele convenționale sunt reprezentări simplificate, sugestive, ale unor detalii din teren. Semnele pot fi de altimetrie (curbele de nivel) sau de planimetrie. Cele de planimetrie pot fi:

- de scară – arată locul de amplasare al unui detaliu, felul lui, dar nu și dimensiunea lui reală,
- de contur – arată limita unui anumit detaliu întins în plan
- explicative – sunt înscriseri care însoțesc cu date suplimentare semnele anterioare

Semnele convenționale sunt unice și se găsesc, pentru diferite domenii și diferite scări de reprezentare, în atlase de semne convenționale.

Planul de situație este o piesă foarte importantă, întrucât stă la baza întocmirii oricărei documentații economice pentru lucrările de investiții (construcții de drumuri, poduri, amenajări de torenți etc). De cele mai multe ori, planurile de situație se obțin cu tahimetrul sau busola topografică, folosind drumurile cu radieri. Radierea punctelor se face simultan cu drumuirea. La întocmirea unui plan de situație sunt necesare toate cunoștințele de topografie: cunoașterea instrumentului și a metodelor de măsurare, a rețelelor geodezice și a modului în care se pot îndesi, întocmirea rețelelor de ridicare, radierea detaliilor. Întrucât în capitolele precedente s-au discutat toate aceste lucruri, ele se vor aminti foarte pe scurt.

Proiectarea lucrărilor urmărește, într-un caz general, îndesirea rețelei geodezice cu puncte de ordin V acolo unde este cazul. Dacă suprafețele nu sunt deosebit de mari, atunci punctele de ordin V sunt în număr limitat, ceea ce poate simplifica munca de teren. Pentru îndesire, se vizitează punctele vechi și se măsoară excentricitatea bornă – semnal, înălțimea semnalului. Dacă se folosesc metode clasice, se măsoară unghiurile orizontale și verticale spre punctele vechi și noi. Dacă se folosesc tahimetre electronice, se proiectează drumuri poligonometrice și alte tipuri de puncte suplimentare, după caz (puncte reunite în triunghi, prin radiere controlată, trilateră). Rețeaua de ridicare se proiectează direct în teren, astfel încât să satisfacă nevoile de ridicare a tuturor detaliilor din zona dată.

Punctele de ordin V ca și cele de stație din drumuire se marchează și se semnalizează corespunzător.

Din punctele de drumuire se măsoară mai întâi elementele caracteristice drumuirii, cu luneta în ambele poziții, iar apoi, cu luneta în poziția I, se determină poziția punctelor caracteristice. Concomitent cu măsurarea, datele se înscriu în carnete de teren și se întocmește schița terenului, având grijă la concordanța între numărul curent al punctului de detaliu și numărul atribuit lui pe schiță. Chiar dacă se lucrează cu stații totale electronice, capabile să stocheze și chiar să prelucreze sumar anumite date din teren, schița terenului este obligatorie.

10.7.2. Etape parcurse la birou

Dacă calculele și raportarea planului se execută pe cale clasică, se parcurg următoarele etape:

- calcule, cuprinzând: coordonatele punctelor de îndesire, calculul drumuirilor (în ordinea principale, secundare, terțiare) și al punctelor radiate
- alegerea formatului de desen: dacă scara este impusă, se alege un format din cele standardizate, prin calcularea dimensiunilor maxime ale ridicării pe axa x și y, reducerea lor prin scară și compararea cu dimensiunile formatului. Se va alege formatul cel mai mic în care se încadrează ridicarea,
- se carioiază suprafața planșei cu foarte mare atenție în pătrate având latura de 5 cm pentru cazul când scara este 1:500, 1:1000, 1:2000 sau din 4 în 4 cm pentru cazul în care scara este 1:2500. Liniilor astfel create li se vor atribui coordonate valori rotunde la scara reprezentării. Se trasează chenarul și indicatorul planșei, pentru a delimita clar suprafața câmpului de desenat.
- se raportează punctele: mai întâi punctele din rețeaua de sprijin și punctele de drumuire, prin coordonatele lor x și y. La raportare se va porni din colțul de SV al pătratului din caroiaj care conține punctul respectiv (figura 10.13a). Pornind de la punctele raportate prin coordonate, se raportează și punctele de detaliu, prin coordonate polare: unghi orizontal și distanță redusă la orizont și la scară. Unghiurile orizontale se așează pe plan cu raportoare gradate în aceleași tip de gradații ca și limbul instrumentului. Gradația zero se așează spre aceeași referință ca și în teren. Distanțele se măsoară cu rigle gradate milimetric, pornind din punctul de stație pe direcția dată de unghiul orizontal. Lângă punctul raportat se înscrie numărul și cota lui.
- se unesc punctele în desen, conform cu schița din teren

- se trasează curbele de nivel. Aceasta se face prin interpolare liniară grafică între valorile cotelor punctelor reprezentate. Interpolarea se face cu ajutorul izografului, care este alcătuit din linii paralele și echidistante, numerotate cu valori care corespund echidistanței, trasate pe o folie transparentă (figura 10.13b). Ideea de bază în utilizarea izografului este să se folosească numai punctele vecine, între care panta este considerată continuă în teren. De aceea, toate punctele raportate se unesc în desen în triunghiuri, astfel încât să nu existe nici un punct în interiorul unui triunghi. Izograful se folosește separat pentru fiecare latură a triunghiului în parte. Se încadrează și se fixează cu un ac unul din puncte (de exemplu punctul 37 în figura 10.13b), în funcție de cota lui, între liniile corespunzătoare. Se rotește izograful până când celălalt punct (43 în figura 10.13b) se înscrie cu valoarea cotei lui între punctele de pe izograf. Se punctează cu un ac intersecția între liniile izografului cu linia ce unește punctele considerate, rezultând puncte de cotă rotundă. Din unirea punctelor care au aceeași cotă, se obțin curbele de nivel (figura 10.13c). Curbele de nivel se trasează numai pentru suprafețele de teren natural, întrerupându-se pe suprafețele amenajate (drumuri, construcții, platforme etc)

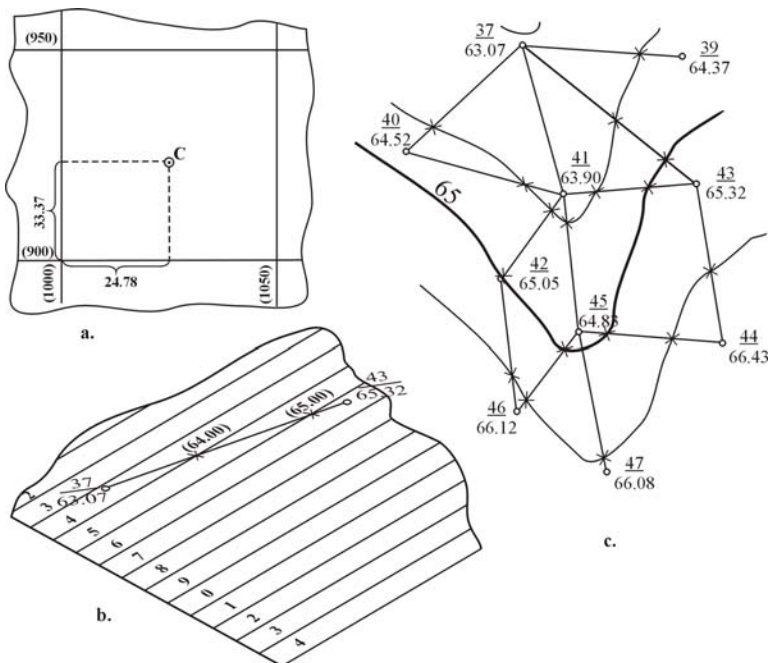


Figura 10.13 a- raportarea punctelor din rețeaua de sprijin, $C(x=933,37, y=1024,78)$, b- izograful și utilizarea lui, c- trasarea curbelor de nivel

- se definitivează planul, adică se înscrie toponimia, se definitivează curbele de nivel, se trec semnele convenționale, semnele explicative, se înscrie indicatorul.
- trasarea în calc, care se face pe hârtie de bună calitate (calc) și se păstrează la beneficiar. Se respectă toate regulile de desen tehnic privitoare la linii, scriere, formate.
- multiplicarea planului, care se poate face prin fotocopiere sau prin heliografiere. Multiplicarea se face la aceeași scară sau la scări diferite de a originalului.

Planul nu trebuie considerat definitivat până când nu se face operațiunea de *verificare*, care cuprinde aspectul de conținut și precizie. Verificarea o face beneficiarul lucrării, prin sondaj, în teren. Aici, conform cu planul întocmit, se pot măsura elemente topografice ale terenului și compara cu cele care rezultă din planșă (verificarea preciziei) și se urmărește dacă toate detaliilor din teren au fost determinate și în planul de situație (verificarea de conținut).

În cazul în care raportarea nu se face pe cale clasică, se folosesc instalații de calcul și de desenat (calculatoare cu program și plotter). Dacă se folosesc tahimetre electronice sau stații totale cu memorie atașată, acestea „descarcă” datele în calculator; programul de calcul preia punctele vechi cu coordonatele lor și calculează, pe baza datelor din teren, coordonatele punctelor noi și ale punctelor radiate. Calculele pentru punctele noi (din rețeaua de sprijin și de drumuire) se face prin metoda celor mai mici pătrate, unde se obțin cele mai probabile valori ale coordonatelor. Punctele determinate se pot vizualiza pe display și toate operațiunile de unire a lor, de trecere a semnelor convenționale, a înscrierilor, se fac prin programul de calcul. După definitivarea planului se trece la trasarea curbelor de nivel, care se face de asemenea automat, funcție de echidistanța impusă. Planul se poate trasa apoi la o instalație automată de desen (plotter sau imprimantă). Avantajele raportării automate sunt evidente în ce privește precizia, randamentul, posibilitatea stocării sau a modificării datelor din planșă.

CAPITOLUL 11

DETERMINAREA MĂRIMII SUPRAFETELOR

Determinarea mărimii suprafețelor este o operație foarte frecventă în topografie și de foarte multe ori este chiar scopul pentru care se efectuează lucrări de ridicare în plan. Suprafața care se determină reprezintă suprafața în proiecție orizontală (de bază sau de producție). Determinarea mărimii suprafețelor se face prin măsurarea ei sau prin calcul. Există mai multe metode, care conțin mai multe procedee.

11.1. Metodele numerice

În cadrul lor, suprafața rezultă prin măsurători direct în teren sau prin calcule în funcție de coordonatele colțurilor.

a- *Procedeul geometric* presupune un teren aproximativ orizontal și o suprafață de ordinul a maxim câteva ha. Suprafața poate să aibă un contur poligonal sau poate fi adusă într-o formă poligonală. În teren, suprafața se descompune după un aliniament marcat prin jaloane și ales convenabil (figura 11.1a) în trapeze dreptunghice și triunghiuri. Proiecțiile colțurilor pe aliniamentul ales (AB) se face prin folosirea echerului topografic, dacă distanțele nu depășesc 80m.

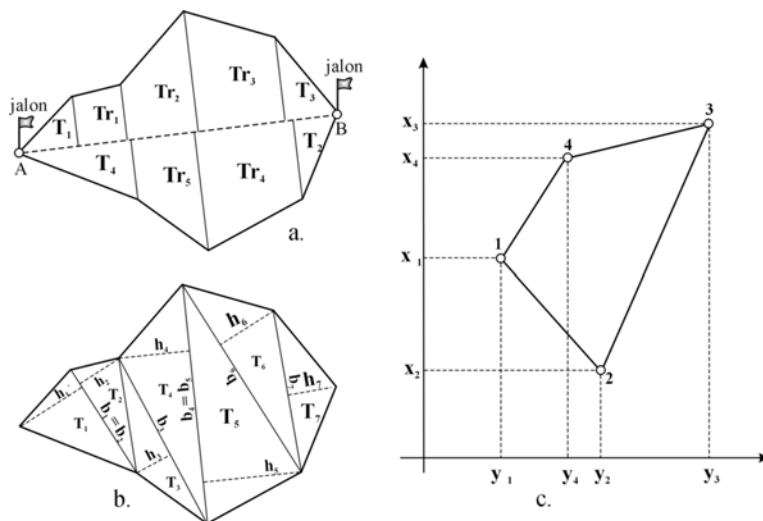


Figura 11.1. Metode numerice: procedeul geometric a- împărțire în trapeze și triunghiuri, b- împărțirea în triunghiuri, c- procedeul analitic

Pentru fiecare trapez se măsoară pe cale directă baza mare, baza mică și înălțimea, iar pentru triunghiuri numai baza și înălțimea. Aria totală rezultă din însumarea ariilor componente:

$$S = \sum S_{\text{trapez}} + \sum S_{\text{triunghi}} \quad [11.1]$$

Controlul constă în alegerea unui alt aliniament față de care se proiectează colțurile suprafeței și repetarea pentru acest caz a operațiilor descrise anterior. Dacă diferențele sunt mici, ca valoare definitivă se consideră media aritmetică a determinărilor.

Dacă forma conturului este relativ simplă, se poate face și o împărțire în triunghiuri (figura 11.1b) pentru aceeași suprafață. Pentru creșterea preciziei și a randamentului, triunghiurile se vor considera cu o baza comună și cu înălțimea corespunzătoare acestei baze. Bazele și înălțimile se măsoară direct, cu ruleta, iar perpendicularele se construiesc cu echerul topografic.

Tot cu această ocazie, din raportarea în plan a elementelor măsurate în teren rezultă și un plan al suprafeței măsurate. Procedeu de ridicare în plan cu ruleta și echerul topografic al suprafețelor aproximativ orizontale poartă denumirea de *arpenraj*.

Precizia de determinare a mărimii suprafețelor și implicit a ridicării în plan depinde de modul de alegere a punctelor caracteristice, de precizia cu care construim perpendiculare cu echerul și de mărimea suprafeței

b- *Procedeu analitic* presupune suprafața deja ridicată în plan, raportată și coordonatele colțurilor calculate. Dacă s-ar dori calculată suprafața din figura 11.1c cunoscând coordonatele punctelor 1, 2, 3, 4, mărimea suprafeței S ar rezulta din diferența ariei poligonului S_1 (1-4-3- y_3 - y_1) și a poligonului S_2 (1-2-3- y_3 - y_1). Fiecare din aceste arii sunt trapeze dreptunghice:

$$2S_1 = (x_1+x_4)(y_4-y_1) + (x_3+x_4)(y_3-y_4) = x_1y_4 - x_1y_1 + x_4y_4 - x_4y_1 + x_4y_3 - x_4y_4 + x_3y_3 - x_3y_4$$

$$2S_2 = (x_1+x_2)(y_2-y_1) + (x_3+x_2)(y_3-y_2) = x_1y_2 - x_1y_1 + x_2y_2 - x_2y_1 + x_2y_3 - x_2y_2 - x_3y_3 - x_3y_2$$

$$2S = 2S_1 - 2S_2 = x_1(y_4-y_2) + x_2(y_1-y_3) + x_3(y_2-y_4) + x_4(y_3-y_1)$$

Dacă se generalizează gruparea după „ x ” pentru un poligon cu „ n ” laturi rezultă relația generală de calcul:

$$2S = \sum_{i=1}^n x_i (y_{i-1} - y_{i+1}) \quad [11.2]$$

În relația de mai sus, indicele „i” al poligonului se parcurge în sens orar, „i+1” reprezintă punctul următor, iar „i-1” reprezintă punctul dinainte.

Relația are și o variantă de control a calculului, care se obține după același model de calcul, dar folosind axa y: se scade din suprafața poligonului $S_1(x_3, 3, 2, x_2)$ suprafața poligonului $S_2(x_3, 3, 4, 1, 2, x_2)$. Dacă se determină ariile trapezelor din care sunt compuse S_1 și S_2 și se grupează termenii după „y” se obține:

$$2S = 2S_1 - 2S_2 = y_1(x_2 - y_4) + y_2(x_3 - x_1) + y_3(x_4 - x_2) + y_4(x_1 - x_3)$$

Dacă se generalizează pentru același poligon cu „n” laturi, rezultă:

$$-2S = \sum_{i=1}^n y_i(x_{i-1} - x_{i+1}) \quad [11.3]$$

Relațiile [11.1] și [11.2] se folosesc împreună pentru controlul calculului și dau valoarea ariei poligonului.

Precizia depinde numai de precizia cu care s-au determinat coordonatele punctelor, așa încât, din punctul de vedere al determinării, procedeul este exact.

Verificarea se face prin metoda mecanică. Ca rezultat final se consideră cel obținut cu relațiile de calcul.

11.2. Metode grafice

Se referă la determinarea mărimii unor suprafețe care sunt deja raportate grafic. Conturul suprafețelor poate fi oarecare sau poligonal.

Pentru cazul suprafețelor cu *contur oarecare* se folosește procedeul pătratelor module sau procedeul fâșiilor.

Procedeul pătratelor module se referă la determinarea cu ajutorul unei grile cu pătrate trasate pe o folie transparentă. Această grilă se suprapune peste suprafața de determinat (figura 11.2.a). Pentru simplificare, se obișnuiește ca pătratele să fie cu latura de 1 cm. În interiorul conturului există pătrate întregi, și tăiate de contur. Suprafața rezultă din însumarea pătratelor întregi (n) cu fracțiunile tăiate de contur (f_i). Suprafața reală S din teren rezultă prin înmulțirea suprafeței cu aria unui pătrat (a^2) și cu numitorul scării N la pătrat, pentru că trebuie aduse în scară ambele dimensiuni ale laturii pătratului modul:

$$S = (n + \sum f_i) a^2 N^2 \quad [11.4]$$

Verificarea se face mutând grila cu pătrate module într-o altă poziție și repetând operația. Ca rezultat se va considera media aritmetică a determinărilor, dacă sunt obținute valori apropiate.

Precizia depinde în primul rând de experiența operatorului în a aprecia corect fracțiunile de pătrate module tăiate de contur.

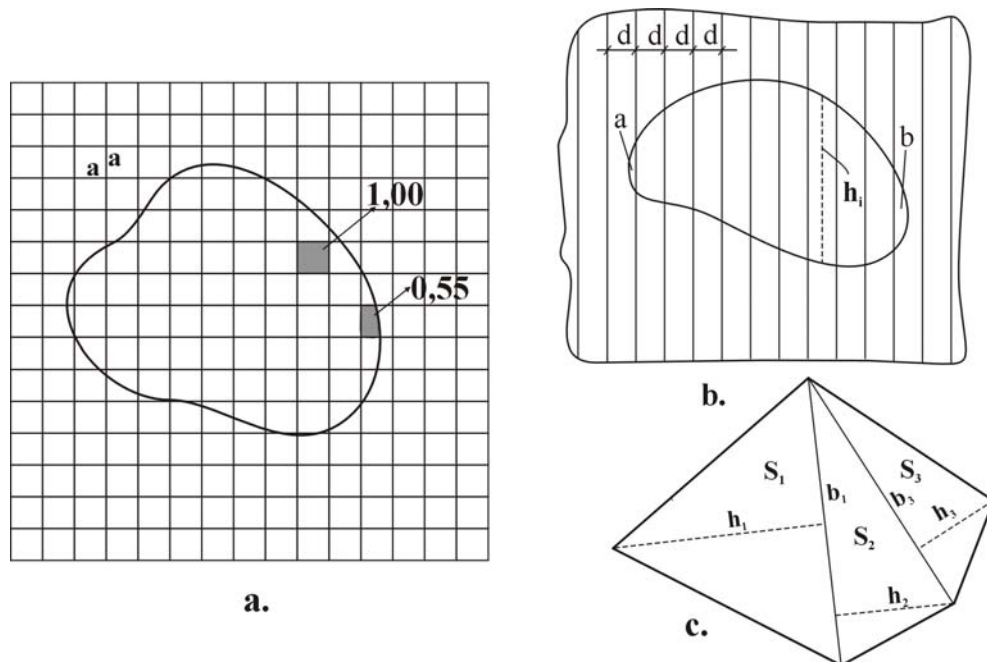


Figura 11.2 Determinarea mărimii prin metode grafice a- procedul pătratelor module, b- procedul liniilor echidistante, c- împărțirea în triunghiuri

Procedul liniilor echidistante se aplică în aceleași condiții ca și în cazul precedent. Pe o folie transparentă se trasează linii paralele echidistante, la distanța „d”. Folia se aplică peste suprafața de determinat, formându-se astfel trapeze care au înălțimea „d” și semisuma bazelor „ h_i ” (linia mijlocie). În afară de cele două trapeze mai există și două suprafețe, care se aproximează cu triunghiuri, notate „a” și „b” (figura 11.2.b). Aria suprafeței se obține din însumarea ariei trapezelor și a triunghiurilor de capăt:

$$S = (2S_{\text{triunghi}} + d \cdot h_1 + d \cdot h_2 + \dots + d \cdot h_n) \cdot N^2 = [2S_{\text{triunghi}} + (d \cdot \Sigma h_i)] \cdot N^2 \quad [11.5]$$

Verificarea se face prin mișcarea grilei în altă poziție și repetarea operației. Media determinărilor se consideră ca valoare definitivă dacă măsurătorile sunt apropiate. Precizia depinde de modul în care se măsoară linia mijlocie.

Pentru suprafețele cu *contur poligonal* se aplică procedul împărțirii în triunghiuri. Pentru două triunghiuri vecine se determină lungimea înălțimii

corespunzătoare bazei comune. Suprafața rezultă din însumarea ariilor triunghiurilor:

$$S = (\sum A_{\text{triunghi}}) \cdot N^2 = \frac{N^2}{2} \sum b_i h_i \quad [11.6]$$

Controlul se face printr-o altă împărțire în triunghiuri și repetarea calculelor pentru situația creată.

Precizia metodei grafice depinde în toate cazurile de scara de raportare, de calitatea și precizia instrumentelor folosite și nu în ultimul caz de însușirile și experiența operatorului. Precizia grafică pe care se contează în medie la măsurarea cu o riglă gradată în milimetri este de $\pm 0,2\text{mm}$. Această dimensiune trecută prin scară înseamnă în teren: la scara 1:500 – 0,1m, la scara 1:2000- 0,4 m, iar la scara 1:5000 – 1 metru.

11.3. Metoda mecanică

Metoda mecanică conduce la determinarea mărimii suprafețelor care sunt raportate în plan, la orice scară și indiferent de formă, prin simpla parcurgere a conturului. Metoda folosește instrumente denumite planimetre, iar operația se numește planimetrare.

Planimetrele sunt de mai multe tipuri, dar cele mai răspândite sunt cele polare și rectilinii.

Planimetrul polar este cel mai răspândit și se compune din două brațe: polar și trasor (figura 11.3).

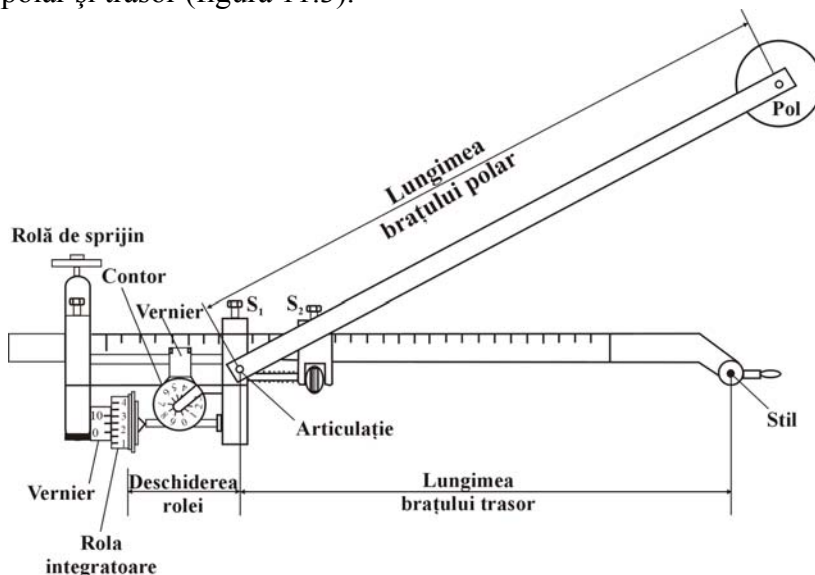


Figura 11.3 Planimetrul polar

Brațul polar are lungime fixă; la un capăt o greutate cilindrică terminată cu un ac, denumită pol. La celălalt capăt există o articulație, care servește la prinderea de brațul trasor.

Brațul trasor are la un capăt un dispozitiv denumit stil, iar la celălalt un dispozitiv de înregistrare a gradațiilor. Brațul trasor este gradat și are lungime variabilă, măsurată cu ajutorul unui vernier, cuprinsă între stil și articularea cu brațul polar. Stilul servește la urmărirea conturului suprafeței și poate avea o formă de cui ascuțit sau de lupă cu reper. Dispozitivul de citire (integrator) este compus (figura 11.4a) din:

- rola integratoare (R), care este divizată în 100 părți numerotate din 10 în 10,
- vernierul (V), cu rol de citire a unei zecimi din diviziunea de pe rolă,
- un disc circular (numărător de ture sau disc contor), care este cuplat prin intermediul unui șurub fără sfârșit cu rola R; rolul lui este de a contoriza numărul de turații complete făcute de rolă pe durata măsurătorii.

Întregul dispozitiv de citire se poate deplasa pe brațul trasor.

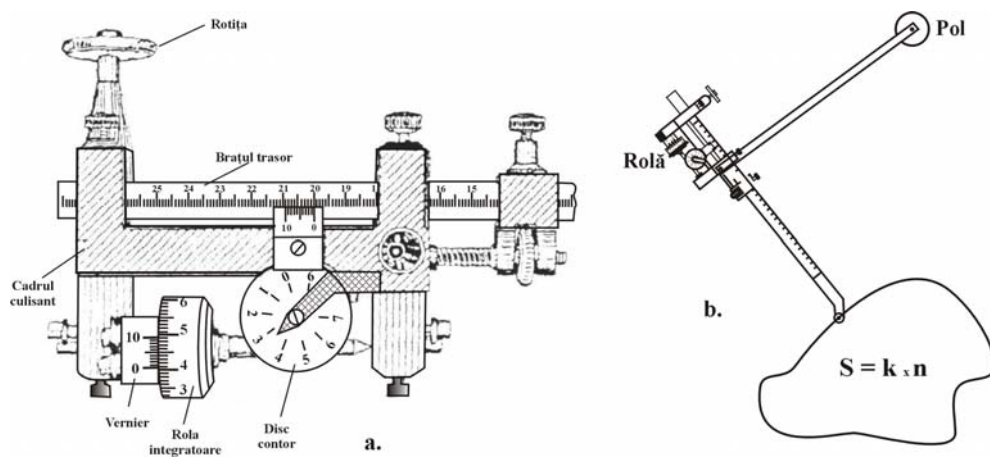


Figura 11.4 Planimetru polar: a – dispozitiv de citire a numărului generator; b – planimetrare cu pol exterior

Modul de lucru presupune respectarea unor reguli:

- planul sau harta trebuie întinsă bine pe o planșetă,
- se alege un punct fix (pol) în care se fixează acul brațului polar. Acesta se alege astfel încât în timpul parcurgerii conturului, unghiul pe care-l face brațul trasor cu cel polar să nu fie mai mic decât 30° și mai mare ca 170° ,
- se alege un punct pe contur de la care se va începe planimetrarea, astfel ca brațele să facă un unghi aproximativ drept,

- se urmărește conturul cu stilul aparatului, în sens orar, până când se ajunge din nou în punctul inițial. Atât la început, cât și la terminare, se face citirea (inițială, c_i și finală, c_f)
- se urmărește ca în timpul planimetrării rola înregistratoare să fie în contact permanent cu planul și să nu depășească limita acestuia.

Citirea se compune de regulă din 4 cifre (este de ordinul miilor), care se citesc după cum urmează (figura 11.3b):

- cifra miilor se citește pe numărătorul de ture în dreptul reperului sau imediat valoarea inferioară ($= 3$)
- cifra sutelor se citește pe rola R și reprezintă valoarea aflată înscrisă înainte de zero al vernierului ($= 4$)
- cifra zecilor este dată de numărul de diviziuni întregi de pe rola R, între cifra a doua și zero al vernierului ($= 0$)
- cifra unităților se citește pe vernier și este dată de diviziunea care este în prelungirea unei gradații a rolei ($= 5$)

La planimetrare, în funcție de mărimea suprafeței, pot apare două situații: planimetrare cu pol exterior sau cu pol interior.

Planimetrarea cu pol exterior se folosește pentru suprafețele al căror diametru la scara planului este mai mic decât 25 – 30 cm (figura 11.4b). Suprafața rezultă din relația:

$$S = k(c_f - c_i) = kn , \quad [11.7]$$

unde k reprezintă constanta planimetrului, iar n numărul generator, aflat ca diferență între citirea finală și ce inițială. Constanta de scară reprezintă valoarea în metri pătrați a unei diviziuni citite pe vernier și depinde de lungimea brațului trasor și de scara planului. Pentru fiecare tip de planimetru firma constructoare dă o fișă tehnică: într-un tabel anexat aparatului este indicată lungimea brațului și valoarea rotundă a constantei pentru diferite scări.

În cazul în care fișa tehnică nu mai există, determinarea constantei se face de operator, pentru o lungime oarecare a brațului (cât mai mare). Se planimetrează de mai multe ori, la scara dorită, o suprafață de mărime cunoscută (un dreptunghi, un triunghi etc). Valoarea „ k ” rezultă din relația [11.7], în cazul în care numărul generator mediu „ n ” a rezultat ca medie aritmetică a minim 3 valori care nu diferă între ele cu mai mult de 3 unități.

Precizia planimetrării este cuprinsă între 1/100 și 1/300 din mărimea suprafeței planimetrare, fiind funcție de scara planului, de mărimea și forma conturului suprafeței și de abilitățile operatorului. La calculul numărului generator se admite o toleranță de 3 unități de vernier. Diferența maximă între două determinări trebuie să satisfacă relația:

$$|S_1 - S_2| \leq T = \pm 0,0002 \cdot N \cdot \sqrt{S} \quad , \quad [11.8]$$

unde S este dată în metri pătrați, iar N este numitorul planului.

11.4. Parcelarea suprafețelor

Problemele de parcelare presupun împărțirea unor suprafețe de teren în mai multe parcele, folosind diverse criterii. După modul în care se determină efectiv, parcelarea se poate face grafic sau numeric. Ultima, la care ne vom referi, este cea mai agreată pentru că este exactă și calculul se pretează la automatizare prin program.

Pentru a parcela o suprafață prin metode numerice, este necesar ca ea să fie ridicată în plan și raportată, iar punctele caracteristice de pe contur să fie cunoscute.

11.4.1. Parcelarea prin punct obligat

În acest caz (figura 11.5a), se cunosc coordonatele punctelor caracteristice (1,..., 5) punctul prin care trece dreapta de parcelare (5 – punct obligat), sensul de rotație al dreptei de parcelare (pentru a reduce la unul cazurile posibile) și mărimea suprafeței care trebuie detașată, S.

Etapele de rezolvare, explicate pentru cazul de mai sus, sunt:

- se determină suprafața S_{12345}
 - se rotește dreapta în sensul ales (orar) și se calculează, pe rând, ariile care se creează cu vârfurile (S_{543} , S_{5432}). Calculul se încheie când s-a depășit valoarea ariei S, date (de exemplu la S_{543} , ceea ce indică intersecția dreptei de parcelare cu latura 34).
 - se determină prin calcul suprafața $s = S_{543} - S$, care este dată și de relația:
- $$s = d_{5-3} \cdot d_{3-M} \cdot \sin \alpha \quad [11.9]$$
- se determină distanța 3M și se calculează analitic coordonatele punctului M,
 - se face controlul determinării, care constă în calculul suprafeței S_{54M} și verificarea egalității cu suprafața S, dată inițial.
 - distanța 3M se aplică în teren ținând cont că ea rezultă din calcule orizontale, dar trebuie trecută la panta terenului (fig. 11.5 b):

$$l_{3-M} = \frac{d_{3-M}}{\cos \varphi_{3-4}} \quad [11.10]$$

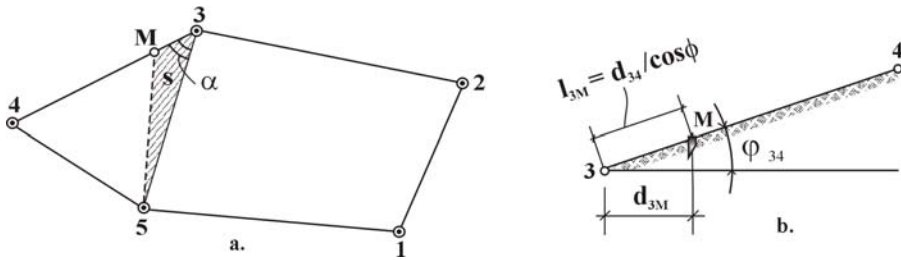


Figura 11.5. Parcelarea unei suprafețe prin punct obligat, a- vedere în plan, b- aplicarea distanței în teren

11.4.2. Parcelarea paralelă

Se referă la detașarea unei suprafețe printr-o linie paralelă cu o direcție dată. Să presupunem că o astfel de problemă ar cere ca dintr-un trup de pădure să se detașeze o suprafață S printr-o dreaptă paralelă cu direcția dată, Δ (figura 11.6 a). Etapele pe care le urmăm într-un caz general pentru stabilirea poziției punctelor P și R, ce satisfac cerința din enunț, sunt:

- prin punctele caracteristice ale conturului (9, 11, 8, 7...) se duc paralele la direcția Δ , care taie conturul în 9', 11', 8', 7' ...Coordonatele acestor puncte se determină prin intersecție înainte.

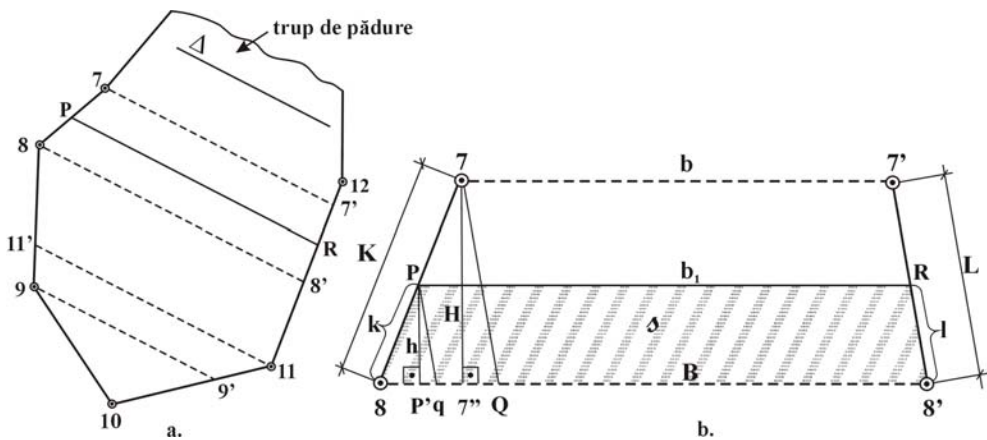


Figura 11.6. Parcelarea paralelă a suprafețelor: a- schema generală a parcelării, b- notații de calcul

- se calculează pe rând suprafețele create de paralelele construite (10-9-9', 11-10-9-11' ...). Calculele se opresc atunci când se ajunge la o suprafață mai mare ca S, dată (de exemplu 7'-11-10-

9-8-7; de aici rezultă că dreapta de parcelare taie suprafața pe latura 7-8).

- se calculează suprafața „s” ca diferență între S și $S_{8-8'-11-10-9}$,
- se determină (figura 11.6 b) lungimile $B = 8-8'$, $b = 7-7'$, $K = 7-8$, $H = 7-7'$, $L = 7'-8'$, din coordonate,
- se construiesc triunghiurile asemenea 7-Q-8 și P-q-8 (latura $7'-8'$ este paralelă cu 7-Q și cu P-q), în care se poate scrie:

$$\left(\frac{8-q}{8-Q} = \right) \frac{B-b_1}{B-b} = \frac{h}{H} = \frac{k}{K} = \frac{l}{L} = const. = r \quad [11.11]$$

- se exprimă aria trapezului P-R-8'-8 = s pentru a determina înălțimea lui:

$$s = \frac{B+b_1}{2} h; \Rightarrow h = \frac{2s}{B+b_1} \quad [11.12]$$

- se înlocuiește „h” în [11.11], rezultând succesiv:

$$B-b_1 = \frac{B-b}{H} h = \frac{B-b}{H} \cdot \frac{2s}{B+b_1}; B^2 - b_1^2 = \frac{2s(B-b)}{H}; \quad [11.13]$$

$$b_1 = \sqrt{B^2 - \frac{2s(B-b)}{H}}$$

Cu valoarea b_1 se intră în relațiile [11.11], se calculează raportul constant „r” și cu acesta se determină l, k, necesare aflării poziției punctelor P respectiv R (coordonatele rectangulare x, y). Verificarea calculului se face determinând din coordonate suprafața $S_{P-R-11-10-9-8}$, care trebuie să fie aceeași cu S, dată.

Odată aflate valorile l și k, acestea se aplică în teren ținând cont că reprezintă distanțe orizontale și trebuie trecute deci la panta terenului (relația [11.10]).

CAPITOLUL 13

NOTIUNI DE TOPOGRAFIE INGINEREASCĂ

13.1. Generalități. Planul de trasare

În realizarea oricărui obiectiv de investiții, topografia poate interveni în toate fazele caracteristice:

- *etapa de proiectare* se face pe planuri de situație cu linii de nivel, de tip analogic sau digital, obținute în urma ridicărilor în plan,
- *etapa de execuție* implică trasarea, măsurători de control și recepție,
- *etapa de exploatare* a unor construcții poate presupune urmărirea comportării lor pe o anumită perioadă de timp sub aspectul controlului deplasărilor la nivelul contactului cu terenul de fundare (tasări, alunecări, rotiri) sau deformațiilor la nivelul structurii.

Topografia inginerescă cuprinde toate măsurătorile tehnice efectuate legat de proiectarea, trasarea, urmărirea deplasărilor construcțiilor. Prin extensie, lucrările de trasare se pot extinde și la construcții de mașini, instalații în construcții etc.

Ridicările în plan pentru proiectarea construcțiilor au fost prezentate anterior și pot include lucrările pentru obținerea planurilor la diferite scări. Reprezentările la scări mici (1/5.000 - 1/25.000) se folosesc planuri existente sau întocmite anume, din care să reiasă amplasarea în zonă a obiectivului proiectat. Reprezentările la scări mari (planurile de situație, obișnuit la scările 1/2.000, 1/1.000, 1/500), pe care se face proiectarea de detaliu, de execuție, trebuie să asigure redarea cu exactitate a tot ce este necesar pentru fundamentarea proiectului și să se favorizeze trasarea. Această etapă este cunoscută și sub denumirea de *problema topografică directă*.

Trasarea este principala lucrare topografică de execuție și urmărește etapele inverse realizării planului de situație: transpunerea din plan pe teren a punctelor caracteristice ale construcțiilor, în plan și în înălțime, conform prevederilor proiectului. Etapa este cunoscută și ca *problema topografică inversă* Trasarea presupune:

- întocmirea unui proiect de trasare, adică determinarea prin calcul a elementelor necesare care se vor aplica pe teren și trecerea lor pe un plan al trasării,

- redactarea unor piese desenate și trasarea propriu-zisă pe teren a axelor, conturilor și detaliilor din proiect.

Urmărirea comportamentului unor lucrări de artă (poduri, viaducte, baraje, ramblee înalte, turnuri de apă etc) presupune determinarea periodică a poziției în plan și spațiu a unor puncte ale acestor construcții pentru sesizarea unor eventuale schimbări de poziție sau de formă (deplasări liniare în diverse direcții, rotații, deformații).

Topografia aplicată la lucrările de trasare și eventual de urmărire a comportamentului unor construcțiilor a preluat o serie de metode, procedee și instrumente utilizate în geodezie, topografie, fotogrammetrie și le-a adaptat situațiilor concrete întâlnite, putând fi considerată practic o ramură distinctă a topografiei. Cele mai importante lucrări de acest tip se execută în concordanță cu principiile topografiei generale. Pentru rezolvarea lor se apelează la cunoștințele prezentate anterior, adaptate la specificul lucrărilor, dar se pot folosi uneori și instrumente și procedee specifice.

Practic, se aplică aceleași mărimi (unghiuri, distanțe, diferențe de nivel) cu aceleași instrumente (teodolite, tahimetre, rulete, niveluri) prin aceleași metode topografice (drumui, radieri, abscise și ordinate, intersecții etc.) sau fotogrammetrice.

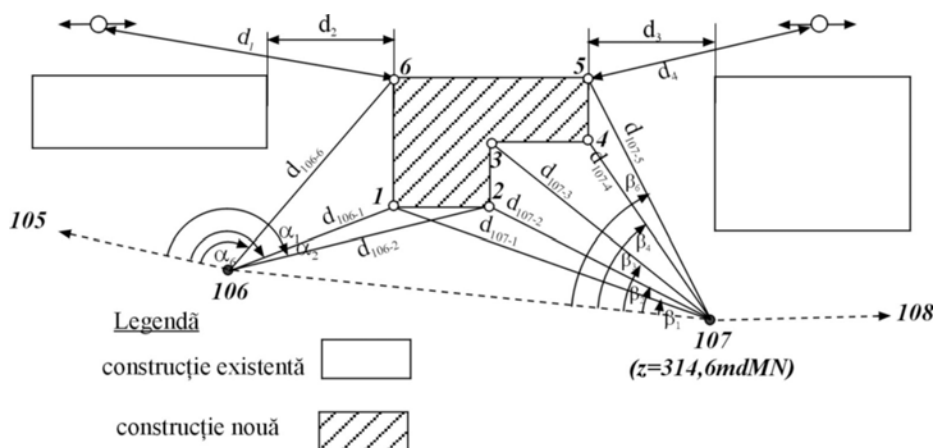


Figura 13.1 Elemente ale planului de trasare

Dacă s-ar urmări trasarea unei construcții simple, într-un caz asemănător cu cel din figura 13.1, aceasta s-ar face diferit, după cum în zonă mai există sau nu materializate punctele rețelei de ridicare. Dacă există, punctele caracteristice ale construcției de trasat: 1, 2, 3, ..., se aplică prin unghiurile orizontale α_i și/sau β_i și distanțele d_{ij} . Se verifică lungimile laturilor construcției și distanțele față de construcțiile existente. Valorile

elementelor amintite se pot calcula din coordonatele punctelor implicate în trasare (dacă au fost determinate în etapa anterioară, de ridicare), sau se pot determina prin măsurare pe plan cu instrumente adecvate (rigle, raportoare). În ambele cazuri, rezultă *unghiuri și distanțe orizontale*. Cotele caracteristice construcției (de exemplu cota 0) se trasează de asemenea plecând de la cel puțin o cotă cunoscută, menționată în planul de trasare

Se observă că în fapt trasarea se reduce la aplicarea elementelor topografice de bază: direcții (unghiuri), distanțe, diferențe de nivel

13.2. Trasarea elementelor topografice de bază

Trasarea construcțiilor presupune aplicarea pe teren a unor elemente (mărimi) topografice, în raport cu o rețea de sprijin, folosind procedee și instrumente adecvate situației din teren și preciziei impuse. Elementele topografice ce se aplică în plan și în înălțime sunt: direcții (unghiuri orizontale), distanțe (înclinate sau orizontale), diferențe de nivel și linii sau platforme de anumită pantă. Acestea se deduc în prealabil pe cale grafică, prin măsurători pe planul de situație sau pe cale analitică, prin calcul, din coordonatele rectangulare cunoscute sau deduse de pe plan.

Rețeaua necesară trasării și urmării unor faze din lucrările de execuție (controlul unor elemente pe perioada construirii) este formată din puncte de coordonate cunoscute, marcate pe teren și pe plan, de regulă *aceeași rețea care a fost folosită la ridicare*. În acest caz, trebuie ținut cont încă de la proiectarea lucrărilor de ridicare în plan că punctele folosite la ridicare trebuie conservate până la finalizarea execuției printr-o marcă corespunzătoare, în locuri sigure. Metodele și instrumentele de lucru se diferențiază între ele după natura elementului de trasat, condițiile din teren, densitatea rețelei de sprijin, precizie.

13.2.1. Trasarea direcțiilor și unghiurilor orizontale

Oricare ar fi metoda de trasare a poziției unui punct în plan, ea presupune trasarea de direcții orizontale, între care se regăsesc valorile unghiurilor. Practic, a materializa o direcție dată înseamnă *a aplica* un unghi orizontal cunoscut în raport cu o direcție dată.

Unghiurile de valori oarecare se trasează cu teodolitul sau tahimetrul, funcție de precizia cerută. Pentru aflarea direcției 103 –a, ce formează cu direcția cunoscută 103-102 unghiul α , se staționează în punctul 103, se vizează punctul 102 cu luneta în poziția I și se rotește alidada de unghiul α (figura 13.2). Pe această direcție se marchează punctul a^I . Repetând operația cu luneta în poziția a II-a se poate ajunge în a^{II} , cu o abatere $2d$

tolerabilă, provocată de erorile instrumentale și de măsurare. Direcția finală 103 –a este prin jumătatea distanței $2d = a^I - a^{II}$, măsurată cu o ruletă.

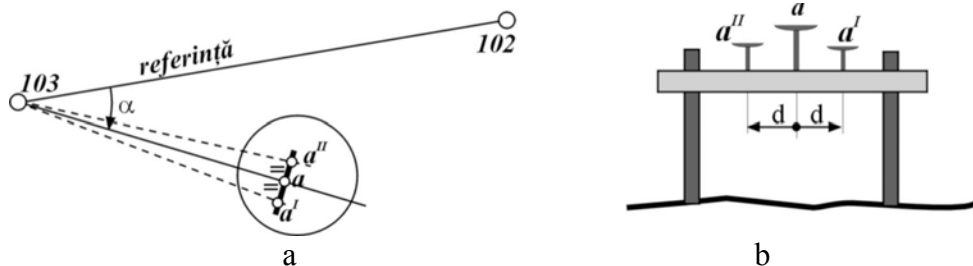


Figura 13.2. Trasarea unui unghi orizontal: a- geometria trasării, b- detaliu

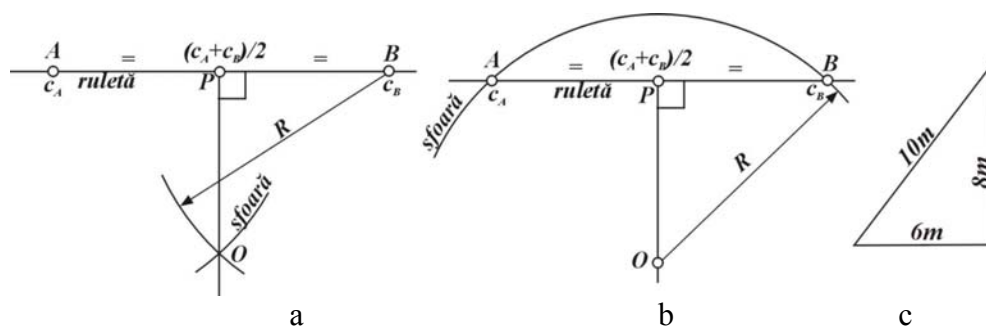


Figura 13.3. Trasarea unghiurilor drepte a- ridicarea perpendicularei într-un punct dat, b- coborârea perpendicularei dintr-un punct dat, c- folosind numere pitagoreice

Unghiurile drepte se pot trasa ca și cele de valori oarecare sau folosind echere topografice, în condițiile arătate anterior. Pentru construcții de mică importanță, în terenuri orizontale și numai la distanțe scurte, unghiurile drepte se pot construi folosind o sfoară inextensibilă sau o sârmă și o ruletă (figura 13.3.). În cazul ridicării unei perpendiculare pe o direcție într-un punct dat P (figura 13.3.a), punctul exterior se găsește la intersecția arcelor de cerc de rază $R > d_{AB}/2$, trasate cu sfoara din punctele A și B simetrice față de P. În cazul coborârii unei perpendiculare pe o direcție dintr-un punct O dat, punctul P se află la jumătatea corzii AB (de lungime $c_B - c_A$) determinată pe ruletă prin trasarea unui cerc re rază R cu centrul în O (figura 13.3.b). Se obișnuiește și trasarea de unghiuri drepte, în special în construcții, folosind *numere pitagoreice* ca dimensiuni ale unui triunghi dreptunghic (de ex. 6m, 8m, 10m)

Precizia trasării direcțiilor și unghiurilor cu teodolitul depinde de instrumentul folosit, în concordanță cu importanța obiectivului trasat. Astfel, pot exista trasări de precizie medie și scăzută (când eroarea de măsurare a

unei direcții este de circa $\pm 1^\circ$ sau mai mare), de precizie înaltă (pentru $\pm 5''$) sau foarte înaltă (pentru $\pm 2''$). Erorile comise la trasare depind de erorile de măsurare (de vizare, de citire, de așezare în stație), de cele instrumentale și de condițiile de mediu. În cazul folosirii echerelor cu prisme duble, la care eroarea de construire a unghiului drept este de circa $\pm 3''$, rezultă abateri liniare de până la 10cm la 100m pe direcția trasată.

13.2.2. Trasarea distanțelor

Trasarea distanțelor se poate face prin metode și cu instrumente diferite: *direct* (cu panglica sau ruleta) sau *indirect* folosind instrumente optice sau prin unde. Indiferent de calea utilizată, trasarea presupune ca mai întâi să se determine *distanța orizontală* din teren fie pe cale grafică (prin măsurarea în plan sau hartă a segmentului corespunzător distanței orizontale și trecerea lui prin scară), fie pe cale analitică (prin folosirea coordonatelor rectangulare ale capetelor).

Trasarea distanțelor direct se poate face cu ruleta sau panglica. În terenuri înclinate, lungimea înclinată (l_{AB}) care se aplică, se calculează în prealabil funcție de distanța orizontală (d_{AB}) și unghiul de înclinare (φ_{AB}) sau diferența de nivel (Δz_{AB}) deduse de pe planul cu curbe de nivel sau determinate analitic din coordonatele spațiale:

$$l_{AB} = \frac{d_{AB}}{\cos \varphi_{AB}}, \varphi_{AB} = \arctg \frac{|z_B - z_A|}{d_{AB}} \quad [13.1a]$$

respectiv:

$$l_{AB} = \sqrt{d_{AB}^2 + \Delta z_{AB}^2} \quad [13.1b]$$

În cazul general, când terenul pe care se aplică distanța orizontală are mai multe porțiuni care se diferențiază prin pantă, trasarea se face separat pentru fiecare tronson, determinând de fiecare dată distanța orizontală și apoi înclinată care mai rămâne de trasat (figura 13.4.a).

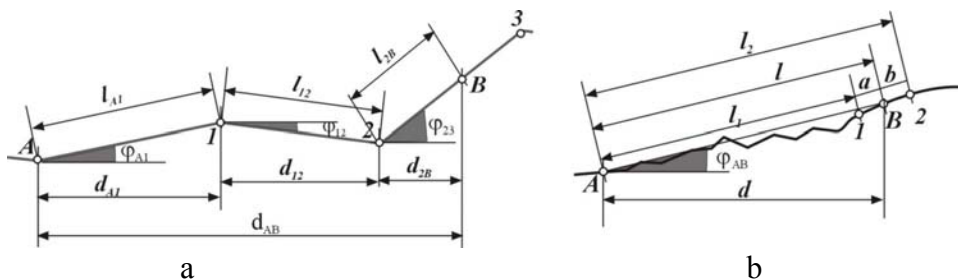


Figura 13.4. Trasarea distanțelor a- pe cale directă, b- indirect, cu tahimetre optice

$$d_{2B} = d_{AB} - (d_{A1} + d_{12}) \quad [13.2.a]$$

$$l_{2B} = \frac{d_{2B}}{\cos \varphi_{23}} \quad [13.2b]$$

Trasarea pe cale indirectă poate fi avantajoasă în terenuri accidentate. Precizia este diferită funcție de modul de măsurare a distanțelor.

Dacă se pune problema trasării cu un *tahimetru clasic* a distanței orizontale „d” pornind din A spre B (figura 13.4b), în A se instalează tahimetrul și se măsoară optic lungimile l_1 și l_2 până la două puncte 1 și 2 alese în apropierea locului unde se estimează lungimea l_{AB} corespunzătoare unghiului φ_{AB} . În continuare se aplică cu o ruletă lungimile „a” și „b” de la 1 respectiv 2; rezultând două poziții provizorii ale punctului B. Poziția definitivă este mijlocul segmentului care rezultă, dacă mărimea lui este tolerabilă.

Dacă se folosesc *tahimetre autoreductoare*, care măsoară distanța orizontală, se poate proceda similar, dar segmentele „a” și „b” se pot măsura cu o panglică ținută orizontal, fără ca în acest mod să mai fie necesară determinarea unghiului de înclinare și trecerea la panta terenului.

În cazul trasării unei distanțe cu o *stație totală*, în meniul de funcții există o funcție specială („stake-out”) prin intermediul căreia, odată introdusă distanța înclinată, se comunică operatorului distanța în plus (depărtare) sau în minus (apropiere) necesară trasării. Stațiile totale sunt capabile să traseze poziția unui punct și în coordonate, ca punct radiat, când se cunoaște poziția stației și o orientare de referință. În acest caz, cunoscând coordonatele punctului de trasat, stația indică simultan direcția (stânga sau dreapta) și depărtarea față de stație (plus sau minus) pe care trebuie să o aibă prisma reflectoare.

Precizia trasării distanțelor depinde de modul de lucru și de instrumentele folosite.

La aplicarea directă, trebuie evitate erorile de instrument (erorile sistematice), pentru că ele pot interveni de mai multe ori în măsurătoare (eroarea de divizare, de etalonare, de temperatură), dar și cele întâmplătoare, datorate ieșirilor de pe aliniament, forței inegale de întindere, reducerii la orizontală). În cazul trasării indirecte (optice și prin unde), erorile sunt aceleași ca și în cazul măsurării distanței, descrisă în capitolul 2.

13.2.3. Trasarea în înălțime

Trasarea în înălțime se referă atât la marcarea în teren a cotelor din proiect, cât și a unor linii sau suprafețe de pantă dată.

Aplicarea cotelor se face prin metoda nivelmentului geometric sau trigonometric, plecând de la valoarea unei (unor) cote de referință și a cotei de trasat

a. Trasarea cotei unui punct

Trasările cotelor cu precizie ridicată se fac în terenuri aproximativ horizontale prin nivelment geometric.

Dacă distanța între reper și punctul de trasat este mică, sub 150m, se staționează la porțile aproximativ egale din considerentele cunoscute (cap. 3.4.3). Practic, problema se soluționează distinct după cum diferența de nivel între reper și cota de trasat este inferioară sau nu înălțimii unei stadii (3m sau 4 m).

Când diferența de nivel este mai mică de o stadiu (figura 13.5.a), cunoscând cota de referință z_R și cota de trasat - de exemplu cota fundației z_F , se măsoară pe stadia (s_1) valoarea „a” rezultând înălțimea planului de viză și se determină prin calcul valoarea „x”:

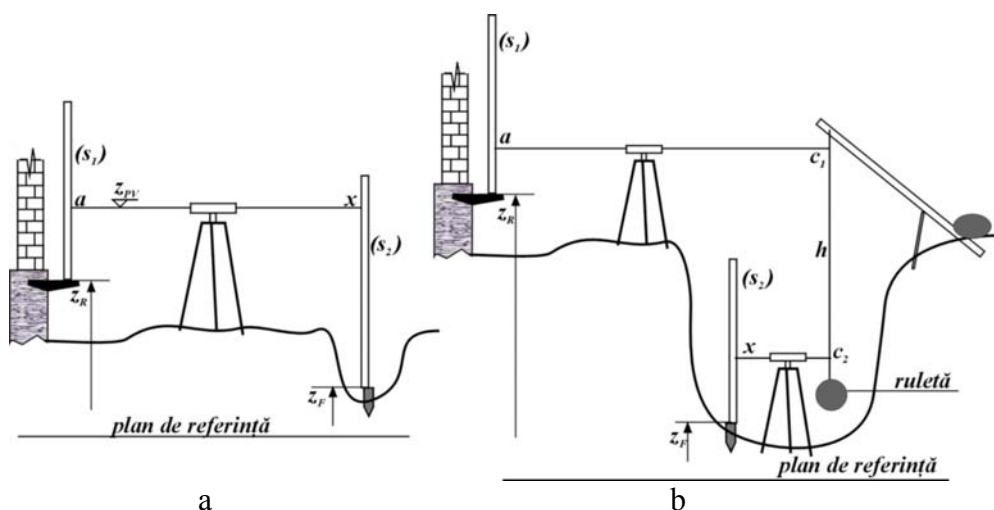


Figura 13.5. Trasarea unui punct de cotă dată prin nivelment geometric a - diferența de nivel este mai mică decât stadia, b - diferența de nivel este mai mare decât stadia

$$z_{PV} = z_R + a = z_F + x \quad [13.3.a]$$

$$x = (z_R - z_F) + a = \Delta z_{RF} + a \quad [13.3.b]$$

Practic, în teren țarușul din groapa de fundație se va bate, prin încercări, până când pe stadia (s_2) se va citi cantitatea x , calculată cu [13.3b].

Când diferența de nivel este mai mare ca o stadie (figura 13.5.b), cota se trasează cu ajutorul unei rulete suspendate, care leagă prin citiri stadia (s_1) și (s_2). Din proiect se cunoaște z_R și z_F , iar în teren se măsoară: a , c_1 , c_2 . Dacă se notează $h = |c_1 - c_2|$, se poate scrie:

$$z_R + a = z_F + h + x \quad [13.4.a]$$

$$x = (z_R - z_F) + a - h = \Delta z_{RF} + a - h \quad [13.4.b]$$

Ca și în cazul precedent, țarușul din groapa de fundație se ridică sau se coboară până când pe stadia (s_2) se citește cantitatea „ x ”.

Când distanța între referință și punctul de trasat este mai mare ca 120 – 150 m, trasarea nu se poate face direct, ci se execută o drumuire de nivelment geometric deschisă, care pleacă de pe punctul de referință și are numărul de nivelee necesare (figura 13.6.a). Punctele intermediare 1, 2, ... se staționează, de exemplu, cu broaște de nivelment, fără a fi necesară marcarea lor. Calculul valorii „ x ” de citit pe stadie se face în ultima stație:

$$\Delta z_{R1} = a - b_1; \quad \Delta z_{12} = a_1 - b_2; \quad \Delta z_{2F} = (z_F - z_R) - (\Delta z_{R1} + \Delta z_{12}) \quad [13.5.a]$$

$$x = a_2 - \Delta z_{2F} \quad [13.5.b]$$

Din figura 13.6.a se observă că, pentru a citi pe stadia din F valoarea calculată „ x ”, poate fi necesară executarea unei săpături, cota z_F fiind sub cea a terenului natural.

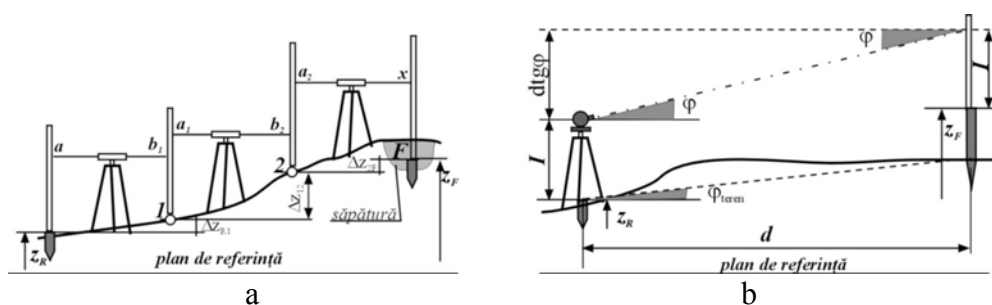


Figura 13.6. Trasarea unui punct de cotă dată: a- la distanțe mai mari de 150m, prin drumuire deschisă de nivelment geometric, b- prin nivelment trigonometric

Prin *nivelment trigonometric* se trasează cotele punctelor în orice fel de terenuri. Instrumentul folosit este un teodolit sau un tahimetru, care se instalează în R la înălțimea I (figura 13.6.b). În funcție de distanța „ d ” și de

diferența de nivel dintre referința R și punctul de trasat F (ambele sunt cunoscute, rezultând din proiect), se calculează unghiul de înclinare φ :

$$\Delta z_{FR} = z_F - z_R = dtg \varphi; \quad \varphi = \arctg\left(\frac{z_F - z_R}{d}\right) \quad [13.6]$$

În teren, după trasarea punctului F la distanța „d”, se introduce la eclimetru valoarea unghiului φ și se vizează o stadie verticală așezată în F până când se citește la firul nivelor o gradație egală cu înălțimea I a aparatului. Se bate țaruș la partea inferioară a stadiiei. Se face observația că unghiul φ calculat nu este același cu unghiul de înclinare al terenului, φ_{teren} , țarușul din F putând fi deasupra terenului sau în săpătură.

Trasarea unui punct de cotă dată se poate face și cu instrumente moderne: stații totale, niveluri electronice cu stadii cu bare. Acestea din urmă au opțiunea de trasare a unui punct de cotă cunoscută, la o distanță dată. Odată introduse valorile distanței și ale cotei, instrumentul va indica operatorului diferențele de cotă și distanță până la poziția punctului căutat.

Trasarea unui plan orizontal prezintă în special în construcții. Un plan orizontal se poate crea prin nivelment hidrostatic, prin rotirea unui nivel clasic în jurul axei verticale, prin rotirea unui tahimetru cu luneta fixată orizontal sau cu instrumente specializate (figura 13.7)

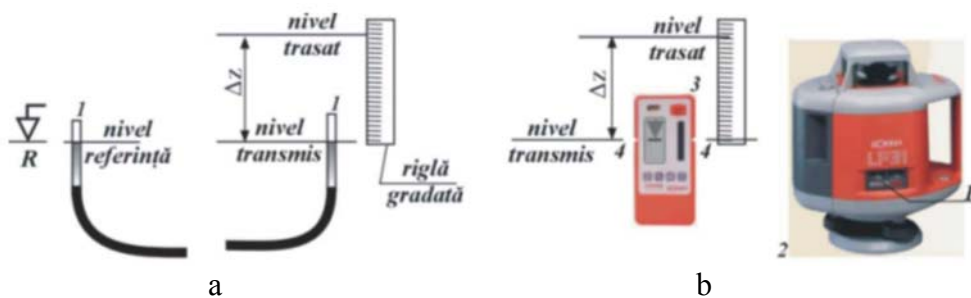


Figura 13.7. Trasarea unui plan orizontal: a- cu tubul de cauciuc umplut cu apă, b- cu nivelul laser rotitor LP31 Sokisha; 1- tub cilindric din sticlă, 2- nivel rotitor cu fascicul laser, 3- dispozitiv care sesizează planul orizontal, 4- reper de indicare al planului orizontal

Cu tubul de cauciuc se poate transmite nivelul de referință sau un altul, situat la Δz față de acesta (figura 13.7a), prin nivelment hidrostatic. La nivelul laser se folosește un dispozitiv care indică sonor și/sau vizual direcția de deplasare pe verticală până la nivelul planului construit (figura 13.7b). Față de nivelul transmis (la instrumentul prezentat până la 600m) se poate construi un alt nivel trasat, aflat la Δz cunoscut.

Precizia trasării cotei depinde de parametrii care intervin. În cazul nivelmentului geometric, aceștia se referă la:

- precizia de determinare a reperului de plecare,
- eroarea de estimare a valorii de pe miră aflată pe reper și pe punctul de trasat,
- eroarea de materializare a punctului de cotă căutată (circa $\pm 3-5$ mm la țărushi din lemn și ± 1 mm la buloane metalice).

În cazul nivelmentului trigonometric, factorii care intervin în precizia trasării sunt:

- precizia de determinare a reperului de plecare,
- precizia de trasare a distanței „d”,
- precizia de trasare a unghiului de pantă.

b. Trasarea unei linii de pantă dată

Materializarea pe teren a unei linii de o anumită pantă, ce pleacă din punctul A dat, presupune stabilirea punctului final B și eventual a unor puncte intermediare, care să aparțină dreptei. Trasarea se poate face prin nivelment geometric sau trigonometric, funcție de precizia cerută, de instrumentele avute la dispoziție și de teren. Se are în vedere că panta dreptei sau înclinarea ei se poate da în mai multe feluri:

- zecimal, ca valoarea a raportului $\Delta z/d$ (de ex. 0,01818),
- în procente sau la mie, înmulțind raportul de mai sus cu 100 sau 1000 (de ex. 1,8% sau 18 ‰),
- ca raport m/n sau 1/n, în special la taluze (de ex. 1/55),
- sub forma unghiului de înclinare, prin calculul $\arctg[\Delta z/d]$, de ex. 1,1574 gon.

Liniile de pantă dată pot să fie trasate în contextul lucrărilor de drumuri, de corectarea torenților, amenajarea terenului etc.

Prin nivelment geometric se trasează mai întâi distanța orizontală „d” și se calculează diferența de nivel Δz_{AB} , corespunzătoare pantei impuse „p%”. Cum panta $p = \operatorname{tg}\varphi$, rezultă (figura 13.8a):

$$p\% = \frac{\Delta z_{AB}}{d} \cdot 100 \Rightarrow \Delta z_{AB} = p\% \cdot d / 100 = a - x, \quad [13.7]$$

$$x = a - \Delta z_{AB}$$

Când se folosește un nivel rotitor cu laser, acesta poate da naștere, prin rotație, unor planuri orizontale sau ușor înclinate, cu până la 2^0 . Dacă se montează un senzor special pe un utilaj pentru executat săpături, săpătura va fi limitată în jos de obținerea liniei de pantă dată (figura 13.8.b).

Prin nivelment trigonometric, linia se trasează pornind de la valoarea dată „p” a pantei, care se transformă în unghi centezimal sau sexagesimal: $\varphi = \arctg(p)$. În teren, dacă se cere trasarea liniei de pantă dată din punctul A pe direcția spre B, se instalează teodolitul sau tahimetrul în A la înălțimea I și se introduce la eclimetru unghiul φ . Se caută să se bată țărșul din B până când, la stadia verticală ținută deasupra, se citește valoarea I. Aceasta se poate întâmpla pentru puncte situate sub nivelul terenului (figura 13.8c) – caz în care linia de trasat trebuie pusă în evidență prin săpătură, sau deasupra (figura 13.8.d) – caz în care linia se materializează în umplutură.

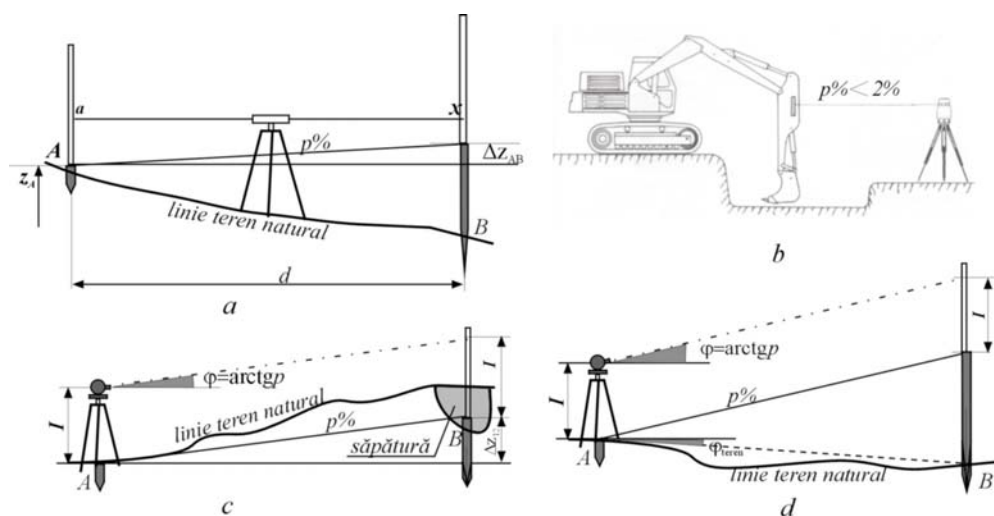


Figura 13.8. Trasarea unei linii de pantă dată: 1. prin nivelment geometric: a- cu nivel clasic sau compensator, b- cu nivel cu fascicul laser rotitor, 2. prin nivelment trigonometric: c- în săpătură, d- peste linia terenului (în umplutură)

Materializarea liniilor de pantă dată se face în special când lungimea liniei este mare, prin țărșuri. Aceștia pot fi bătuți la nivel folosind teuri sau un tahimetru:

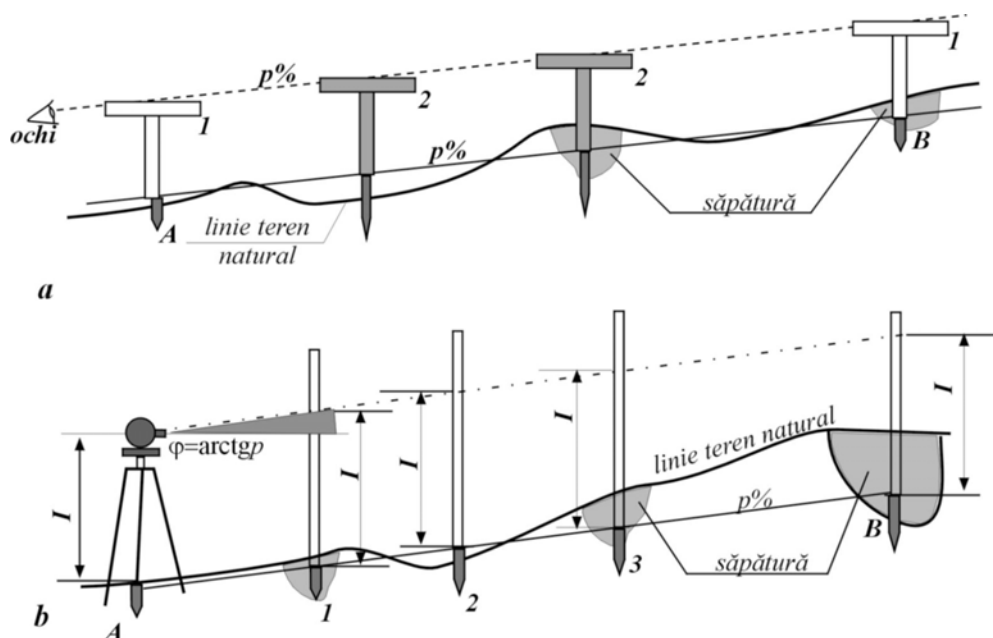


Figura 13.9. Materializarea liniilor de pantă dată: a- cu ochiul liber: 1- teuri fixe, în punctele de capăt, 2- teu mobil, identic cu cele fixe, b- cu tahimetrul sau teodolitul:

- cu ochiul liber: se montează pe țarușii A și B care materializează capetele liniei de pantă dată teuri identice ca înălțime (figura 13.9.a). Pe aliniamentul AB se plimbă un teu mobil, punctând prin țaruși (deasupra terenului sau în săpătură) cota la care cele trei teuri se văd la aceeași înălțime;
- cu tahimetrul sau teodolitul: acesta se instalează la înălțimea „I” într-unul din capetele liniei de pantă dată și se blochează luneta astfel ca la eclimetrul să se citească unghiul vertical corespunzător pantei $p\%$ date (figura 13.9.b) Țarușii se bat (în săpătură sau deasupra terenului) până când, pe stadia verticală pusă deasupra lor, se citește o gradație egală cu I.

Precizia trasării liniilor de pantă dată se determină pornind de la relația de definiție a pantei, ca raport între diferența de nivel și distanța orizontală. Erorile care intervin sunt deci acelea produse la determinarea acestor elemente, pentru care sunt valabile toate considerațiile avute în vedere la măsurarea lor (cap. 3.6, cap 2.2.5, cap. 2.3.2). Prin urmare, se obțin preciziile cele mai bune la folosirea nivelmentului geometric, în cazul când porțele sunt egale.

c. Trasarea unei platforme de pantă dată

În practică se poate cere deseori amenajarea unei platforme de anumită pantă. Dacă se consideră exemplul din figura 13.10.a, în care platforma are o înclinare dată $p\%$ plecând de la latura orizontală AB, operațiunea se poate face prin trasarea de linii de aceeași pantă $p\%$, perpendiculare pe direcția AB. Materializarea punctelor se poate face cu teuri sau cu tahimetrul, caz în care direcțiile A-A', 1-1', 2-2' ... BB' se construiesc mai ușor și precis. Urmează ca pe fiecare din direcțiile trasate să se construiască linia de pantă dată (figura 13.10.b), conform celor stabilite anterior (cap. 13.2.3.b)

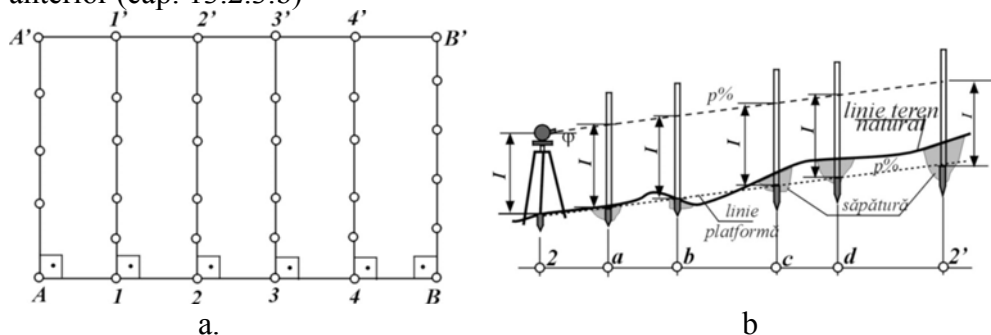


Figura 13.10. Trasarea unei platforme de pantă dată: a- vedere în plan a platformei și a direcțiilor de pantă dată, perpendiculare pe AB, b- exemplu de trasarea a direcției de pantă dată 22'

13.3. Trasarea și deschiderea de linii în pădure

Pădurea poate fi traversată de linii frânte sau drepte, servind pentru amplasarea unor instalații (de transport, electrice, conducte subterane etc). În acest caz este necesară aplicarea acestui traseu din proiect în teren. Obișnuit, înțelegem prin *trasare* operațiunea de materializare a axului liniei și prin *deschidere* operațiunile de tăiere și îndepărtare a vegetației forestiere pe o fâșie de lățime aprobată, care să permită aplicarea tehnologiilor de construcție.

Trasarea unei linii în pădure se execută prin metoda drumuirii, când se cunoaște poziția în plan a punctelor de capăt și minim o viză de referință cel puțin în unul din acestea. Dacă punctele cunoscute lipsesc, ele se vor determina printr-o ridicare topografică anticipată, obligatorie pentru lucrările de precizie. La lucrările de importanță mai scăzută, orientarea primei laturi a drumuirii se poate determina și pe hartă față de detalii certe, vizibile din punctul de capăt.

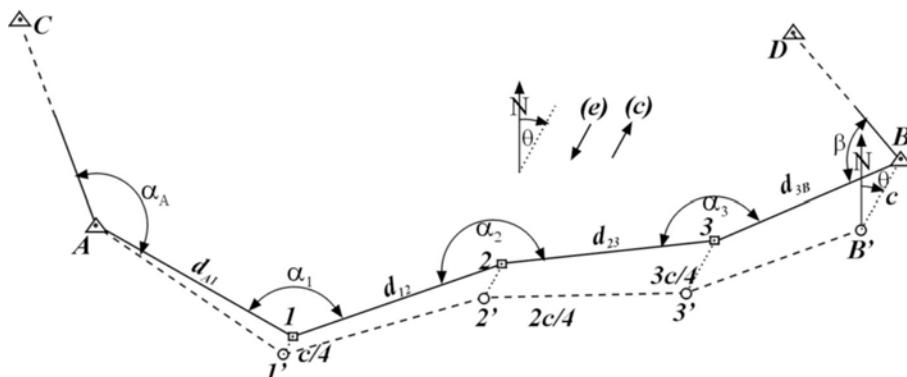


Figura 13.11. Trasarea unei linii frânte

Cazul general este acela al trasării unei linii frânte (figura 13.11). Punctele se trasează din aproape în aproape, întocmai ca o succesiune de radieri. Din punctul A, cu unghiul α_A și d_{A1} se marchează prin țărșuș punctul 1'; în continuare funcție de α_1 și d_{12} se pichetează punctul 2' ș.a.m.d. Orientările spre punctele cunoscute C și D se calculează din coordonatele punctelor; unghiurile rezultă din plan prin măsurare cu raportorul sau – dacă este cazul – din coordonate. În final, dacă se ajunge în punctul B', situat față de borna B la o distanță „e” tolerabilă, drumuirea 1', 2', B', de laturi considerate practic egale, se corectează direct în teren:

- se măsoară cu o busolă orientarea θ a neînchiderii: eroarea este BB' , iar corecția $B'B$,
- se duc paralele de orientare θ în punctele 1', 2', ..., pe care se aplică corecții de valoare $c_i = n_i \cdot e/n$, unde n_i este numărul de ordine al punctului.
- pozițiile finale ale vârfurilor drumuirii 1, 2, ... B se pichetează.

Cazuri particulare pot fi considerate simplificări ale situației descrise anterior: trasarea unui aliniament, prelungirea unui aliniament

13.4. Urmărirea comportării construcțiilor

13.4.1. Generalități

În susținerea ideii că topografia poate interveni în toate fazele caracteristice unei lucrări de investiții stă urmărirea comportării lor și a terenurilor adiacente, afectate de prezența construcției. Nu toate construcțiile sunt supuse acestei operațiuni, ci acelea de o importanță deosebită: construcțiile înalte, barajele, podurile, terasamentele mari. Deformațiile se

por referi la cele din structura construcției sau le cele ale terenurilor din imediata apropiere, care preiau în timp solicitările transmise de construcții.

Trebuie menționat că o serie de construcții de mare importanță (baraje hidrotehnice mari, viaducte, construcții înalte etc.) sunt urmărite pe întreaga lor existență, întrucât la atingerea unor deformații peste o limită dată, ce pot să apară în structură, sau a unor deplasări ce apar la contactul structurii cu terenul de fundare (tasări, alunecări, rotiri / înclinări), trebuie să se ia măsuri specifice care să evite producerea de evenimente nedorite. O serie de deformații din cele amintite se determină prin metode topografice, geodezice sau combinate.

Asupra unei construcții acționează forțe de diferite orientări, producând pe direcția lor deformații sau deplasări. Componente *orizontale* ale forțelor rezultă din acțiunea apei, a împingerii pământului sau aluviunilor submersate, a vânturilor, cutremurelor, dând naștere deformațiilor orizontale și alunecărilor. Componentele *verticale* sunt datorate în principal greutatei proprii și încărcării construcției cu diferite sarcini, efectul lor fiind în principal de tasare a construcției și a terenului de fundare. *Momentele* care pot să apară sunt date de forțe ce tind să producă rotiri în raport cu un punct dat sau cu o axă, efectul lor fiind în înclinări ale construcției față de diverse planuri ale sistemului triaxial ortogonal.

Date fiind tipurile de deplasări - cele din structură și cele ale construcției întregi, urmărirea comportării se face prin două categorii de puncte, materializate în mod specific:

- o rețea alcătuită din *reper mobile*, fixate pe construcția ce se urmărește, în puncte anume stabilite,
- o rețea alcătuită din *reper de control*, ce servesc ca referință, amplasate în zone alăturate construcției, dar neinfluențată de aceasta, fiind stabile și sigure.

În toate cazurile, fiind vorba de deformații sau de deplasări mici, acestea se pot evidenția doar prin asigurarea unei precizii maxime, dată de instrumentele cele mai perfecționate și de metode ce presupun un mare număr de măsurători încadrate în toleranțe foarte strânse.

13.4.2. Măsurarea deformațiilor și deplasărilor orizontale

Deformațiile și deplasările orizontale sunt în special urmărite la construcțiile acționate de forțe orizontale importante, cum ar fi cazul barajelor hidrotehnice, supuse împingerii dinspre amonte a apei și a aluviunilor submersate. Pentru urmărirea lor există mai multe metode: a microtriangulației locale, a aliniamentului, a drumuirilor de precizie.

Metoda microtriangulației folosește drept referință o rețea locală (figura 13.12a), determinată cu precizie foarte mare. Punctele rețelei sunt:

- repere mobile (M_i), montate pe construcție, confecționate din materiale speciale și cu forme care cresc precizia de vizare (1),
- puncte de stație (S_i), formate din pilaștri încastrați în beton, pe care există piese de prindere a instrumentului tot timpul în același loc, amplasați la distanțe de până la 300m față de construcție
- puncte de referință (R_i), care servesc determinării eventualelor modificări în poziția punctelor de stație și sunt amplasate îndeajuns de departe pentru a elimina influența construcției,
- puncte de orientare (O_i), aflate la distanțe mari, amplasate pe terenuri stabile.

Deplasările se determină în raport cu două puncte fixe, funcție de unghiurile de referință din rețea măsurate la începutul exploatării (ciclul inițial) și de unghiurile măsurate la un moment dat (ciclul actual). Rezolvarea se poate face prin metode clasice sau prin metode noi, rapide, cu o fundamentare matematică nouă (Nistor, 1993).

Metoda aliniamentului este cea mai folosită în cazul construcțiilor cu o configurație rectilinie, de exemplu un baraj de greutate, terasament, zid de sprijin etc. Rețeaua de puncte în acest caz este formată din două stații fixe A și B (care materializează axul construcției sau o direcție paralelă cu acesta), panourile fixe de vizare C, D și mărci de control M_i (mobile), care sunt amplasate pe construcția de urmărit. (figura 13.12b). Punctele de stație sunt de fapt pilaștri, care asigură poziționarea instrumentului topografic în aceeași poziție la fiecare determinare.

Ca mărci mobile se poate folosi cea din figura 13.12c, înfiletată pe rând în orificiile M_i . În principiu, deplasările orizontale (ciclul actual) se citesc deplasând marca de vizare pe șurubul filetat până se suprapune pe firul reticular vertical, rămas fix pe direcția AB. Acestea se compară cu citirea de referință (ciclul inițial), corespunzătoare momentului terminării construcției. Determinările se fac din A și B, cu luneta în ambele poziții.

Metoda drumuirilor de precizie este folosită în cazul urmăririi comportamentului unor construcții care nu au formă rectilinie, de tipul tunelurilor, galeriilor. Drumuirea este condusă prin puncte fixe ale construcției și se măsoară în principiu ca o drumuire clasică sprijinită, dar cu instrumente foarte precise (teodolite sau stații totale). Deplasările se determină comparând coordonatele drumuirii din ciclul actual cu acela de referință, din ciclul inițial.

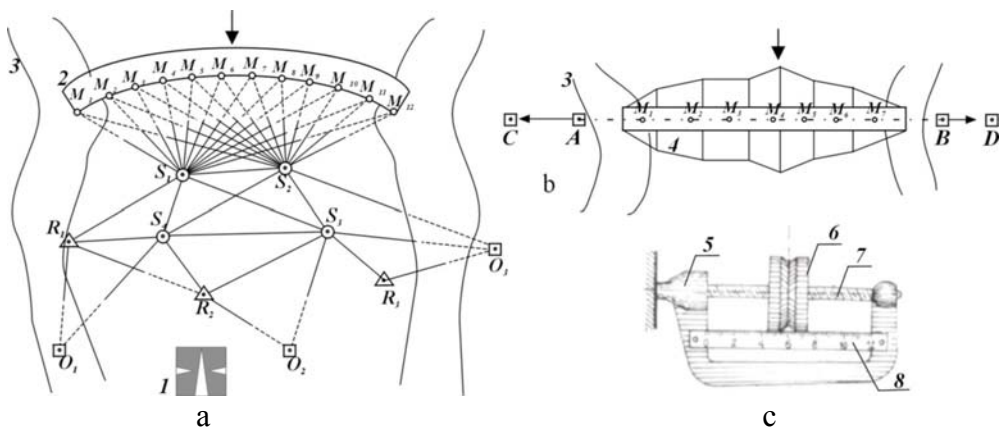


Figura 13.12 Determinarea deplasărilor orizontale: a- rețea de microtriangulație locală, b- metoda aliniamentului, c- marcă de urmărire a deplasărilor; 1- reper mobil, 2- baraj în arc, 3- curbe de nivel, 4- baraj de greutate, 5- orificiu filetat încastat în structura construcției, 6- marcă de vizare mobilă, 7- șurub orizontal, filetat (după Nistor, 1993), 8- riglă gradată

13.4.3. Măsurarea tasărilor

În cazul cel mai general, deplasările sau deformațiile pe verticală pot fi *tasări* (în sensul accelerației gravitaționale) sau *ridicări* (în sensul opus tasărilor). Ambele au șansa să apară în decursul exploatarei construcțiilor, iar termenul încetățenit de „tasare” nu trebuie să excludă și analiza ridicărilor, cu atât mai mult cu cât ele pot apare simultan în comportarea aceleiași construcții. Analiza lor se face pornind de la o rețea de puncte care cuprinde:

- puncte fixe (borne de beton armat, repere încastate în stâncă sau pe construcții stabilizate), situate în teren sănătos, în afara zonei de influență a construcției, în locuri sigure. Numărul lor este de minimum trei, legate de rețeaua nivelitică de stat, iar poziția lor se controlează.
- mărci sau repere mobile, care se încastrează în elementele de rezistență ale construcției (radier, stâlpi, grinzi) conform unui proiect de distribuție. Indiferent de tip, ele trebuie să permită instalarea stadii în poziție verticală.

Determinările se pot face prin mai multe metode: nivelment geometric de înaltă precizie, nivelment trigonometric de precizie, nivelment hidrostatic, prima dintre ele fiind cea mai folosită. În cadrul acestei metode, se folosesc instrumente de precizie (Ni 004, Ni 007 Zeiss) și stadiu de invar cu diviziuni de 5 sau 2 mm. Diferențele de nivel dintre repere și mărci se determină prin drumuire de nivelment geometric cu stații duble. Erorile trebuie să se încadreze în toleranța $T = \pm 0,5 \text{ mm} \sqrt{n}$, n fiind numărul stațiilor. Nivelmentul din ciclul inițial, prin care se stabilesc pozițiile de referință ale

mărcilor, se efectuează cu cea mai mare atenție. Observațiile se fac la intervale prestabilite și în funcție de evoluția tasărilor se pot sau nu sista la stingerea (încetarea) lor.

În acest fel pot să rezulte atât tasările (ridicările) *absolute* (raportate la ciclul primar), cât și cele *relative*, ca diferență între ciclul actual și cel anterior. Ca și în cazul deplasărilor orizontale, se pot întocmi grafice de deplasare în timp, care să indice tendința de stabilizare a tasărilor sau situații deosebite față de cele normale.

13.4.4. Măsurarea înclinărilor

Se face în cadrul urmăririi comportamentului construcțiilor înalte și a celor care sunt supuse acțiunii unor forțe cu importante componente orizontale (turnuri, coșuri de fabrică, clădiri înalte, baraje).

Înclinările unor construcții înalte se pot determina cu teodolitul - calat cu atenție deosebită - prin vizarea cu luneta în ambele poziții a unui reper înalt (A), care se proiectează și se înseamnă (A_1) pe baza construcției (figura 13.13a). Dacă după un anumit interval, prin repetarea operației, se obține o altă proiecție A_2 , construcția a suferit o înclinare, a cărei valoare se deduce prin calcul.

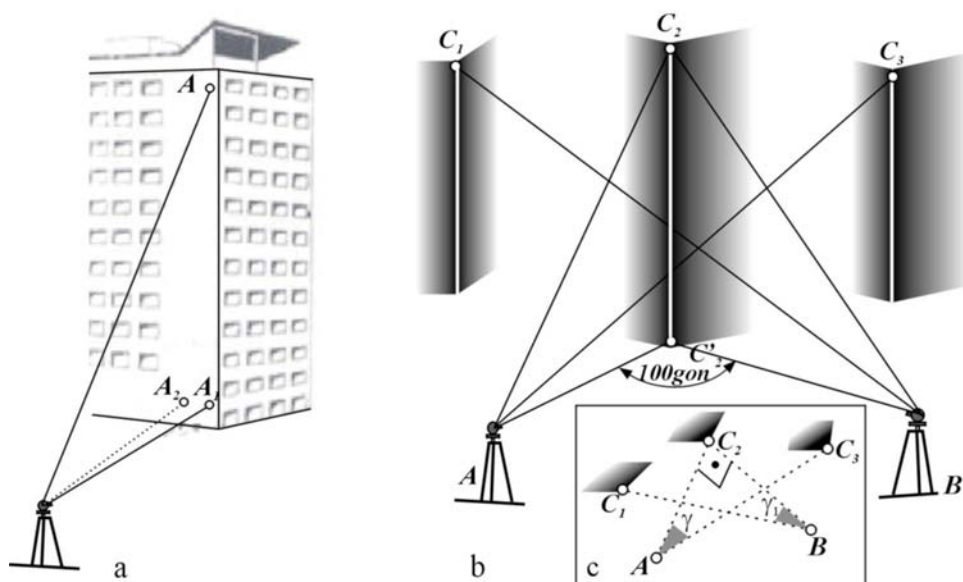


Figura 13.13. determinarea înclinării prin măsurarea unghiurilor orizontale: a- cu teodolitul și viza proiectată la baza construcției, b- prin măsurarea unghiurilor orizontale cu repere fixe, c- elemente geometrice (cazul b) în plan orizontal (adaptare după Boș, 1993)

Înclinarea unei construcții se poate stabili și prin măsurarea unghiurilor horizontale. Teodolitul se instalează succesiv în stațiile A și B, ce formează cu punctul C_2 situat pe construcția înaltă II, direcții perpendiculare (figura 13.13.b și 13.13.c). Se măsoară unghiurile horizontale γ și γ_1 formate de direcția spre marca urmărită C_2 și alte puncte fixe, considerate ca direcții de referință, C_1 și C_3 . Măsurând periodic unghiurile γ și γ_1 , ținând cont de distanța orizontală d_{AB} se pot determina înclinările unghiulare și liniare ca în cazul anterior, folosind marca C'_2 .

Concluzii

Punerea în evidență a modificării formei și poziției construcțiilor față de forma proiectată, începând chiar cu etapa de construcție, are importanță deosebită pentru siguranța celor ce folosesc construcția sau sunt în zona ei de influență, pentru verificarea corectitudinii execuției, verificarea justeții ipotezelor de calcul privitoare la comportarea construcției și a terenului de fundare sub diferite combinații de sarcini.

Trebuie subliniat că, în realitate, deplasările sau deformațiile analizate aici separat din motive didactice, rezultă prin compunerea lor în diferite procente. Deplasarea totală se obține folosind principiul suprapunerii efectelor, ajungându-se la poziția actuală a construcției. În figura 13.14. se arată un exemplu de compunere a deformațiilor și a deplasărilor pentru cazul unui baraj hidrotehnic de greutate.

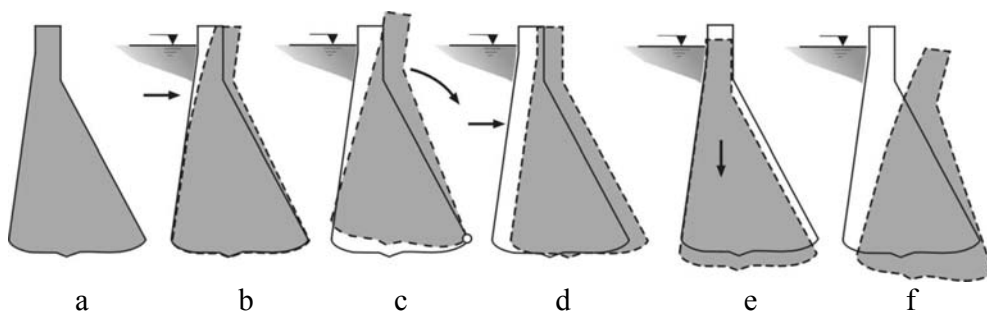


Figura 13.14. Exemplificarea compunerii deformațiilor și deplasărilor pentru cazul unui baraj: a- poziția în momentul terminării construcției (determinat în ciclul inițial), b- deformația structurii datorită acțiunii apei, c- rotirea structurii față de piciorul aval, d- lunecarea structurii datorită împingerilor din amonte, e- tasarea, d- efectul compus (determinat în ciclul actual)

BIBLIOGRAFIE

- Bereziuc, R.**, 1980: Drumuri forestiere, Universitatea din Braşov
- Boş, N.** 1993: Topografie, Editura Didactică şi Pedagogică RA, Bucureşti
- Boş, N., Kiss, A., Chişea, Gh.**, 1977: Topografie – lucrări practice, Universitatea din Braşov
- Botez, P. M., Atudorei, M., Fotescu, N.**, 1972: Manualul inginerului geodez, Editura tehnică, Bucureşti
- Gramă, I., Ionescu, P., Rădulescu, M.**, Topografie şi desen tehnic, Editura Didactică şi Pedagogică, Bucureşti
- Iacobescu, O.**, 2003 Topografie – lucrări practice, Editura Universităţii „Ştefan cel Mare” Suceava
- Iacobescu, O.**, 2003: Consideraţii asupra erorilor instrumentale la staţiile totale, Analele Universităţii „Ştefan cel Mare” Suceava, Secţiunea Silvicultură
- Iacobescu, O., Horodnic, S.**, 1993: Îndrumar de practică topografică, Universitatea „Ştefan cel Mare”, Suceava
- Nistor, Gh.**, 1981: Topografie – curs, Institutul Politehnic „Gheorghe Asachi”, Iaşi
- Nistor, Gh.**, 1993: Geodezie aplicată la studiul construcţiilor, Editura Gh. Asachi, Iaşi
- Nistor, Gh.**, 1998: Teoria prelucrării măsurătorilor geodezice, Editura Gh. Asachi, Iaşi
- Rotaru, M., Anculete, G., Paraschiva, I.**, 1989: Evoluţia concepţiei geodezice militare în România, DTM, Bucureşti,
- Rusu, A., Boş, N., Kiss, A.**, 1982: Topografie – geodezie, Editura Didactică şi Pedagogică, Bucureşti

Tipografia **ROF** S.A. SUCEAVA
str. Mărășești 7A
tel.: 0230 532.299; 523.476
Fax: 0230 520.237
mobil: 0745 585.954